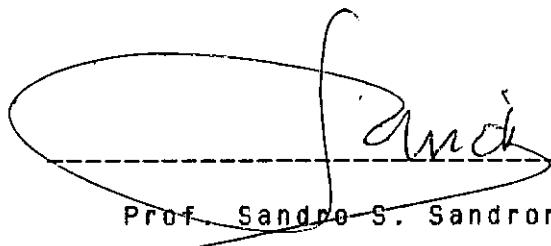


ESTUDOS PSEUDO-TRIDIMENSIONAIS DAS TENSÕES EM GALERIAS NO  
INTERIOR DE BARRAGENS DE TERRA UTILIZANDO O MÉTODO DOS  
ELEMENTOS FINITOS

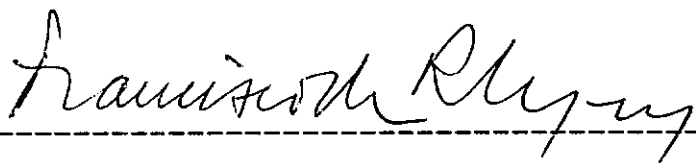
Maria do Carmo Reis Cavalcanti

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS  
EM ENGENHARIA CIVIL.

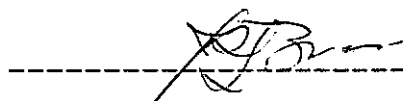
Aprovada por :



Prof. Sandro S. Sandroni, Ph.D.



Prof. Francisco R. Lopes, Ph.D.



Prof. José Roberto T. Brandt, Ph.D.

CAVALCANTI, MARIA DO CARMO REIS

Estudos Pseudo-tridimensionais das Tensões Atuantes em  
Galerias no Interior de Barragens de Terra Utilizando o  
Método dos Elementos Finitos [Rio de Janeiro] 1990  
xxi, 209 p. 29.7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia  
Civil, 1990)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Barragens de Terra 2. Análise de Tensões e  
Deformações 3. Galerias de Concreto sob Aterros  
I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Aos que me acompanharam e incentivaram nessa jornada, e de cujas vidas subtraí, em parte, minha presença e minha atenção.

# AGRADECIMENTOS

=====

Ao professor Sandro S. Sandroni pela orientação e incentivo.

Aos professores Francisco R. Lopes e José Roberto T. Brandt, que se prontificaram a integrar a banca examinadora.

Aos professores do COPPE/UFRJ, que tornaram possível, por sua compreensão, o alcance desta meta.

A Geotécnica S.A. que viabilizou a obtenção dos créditos necessários e franqueou sua biblioteca para pesquisas.

A IESA-Internacional de Engenharia S.A. que permitiu a utilização de seus micro computadores e do programa de elementos finitos utilizados nesse estudo.

Aos colegas da Geotécnica S.A. cujo apoio e incentivo foi inestimável na obtenção dos créditos.

Aos colegas do Departamento Solos e Rochas da AHE (IESA), que acompanharam e auxiliaram na elaboração desse trabalho, contribuindo com importantes críticas e sugestões.

A Fernando P. Isidoro, Aline C. Ferreira e Marcelo Campos pela contribuição na elaboração do lay-out de texto e figuras.

A D. Anne, bibliotecária da Geotécnica S.A., pela inestimável ajuda nas pesquisas efetuadas.

Ao colega Rogério C. Gomes pelo companheirismo, apoio e sugestões.

A meus pais por toda uma vida de apoio e carinho e a minha irmã pela amizade e incentivo.

A meu noivo, Carlos Eduardo, pelo carinho paciência e incentivo.

E a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a conclusão deste trabalho, cuja lembrança me falta neste momento.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc).

ESTUDOS PSEUDO-TRIDIMENSIONAIS DAS TENSÕES EM GALERIAS NO  
INTERIOR DE BARRAGENS DE TERRA UTILIZANDO O MÉTODO DOS  
ELEMENTOS FINITOS

Maria do Carmo Reis Cavalcanti

Abril de 1990

Orientador : Sandro Salvador SANDRONI

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho descreve estudo sobre a distribuição de tensões em torno de estruturas de concreto que atravessam barragens de terra.

Os estudos consistiram de análise pseudo-tridimensional, que tira proveito dos estados planos de deformação, transversal pelo eixo da galeria e longitudinal pelo eixo da estrutura de barramento, utilizando um programa bidimensional de elementos finitos.

Foram analisadas duas estruturas nas quais haviam sido instaladas células de pressão total na interface solo/estrutura, e os resultados obtidos nas análises pseudo-tridimensionais foram aferidos pela comparação com os valores de tensão registrados pela instrumentação.

Complementando os estudos, foi avaliada a influência da geometria do terreno natural, deformabilidade da estrutura e relação entre os módulos de deformabilidade da fundação e do aterro, na distribuição longitudinal de tensões normais à estrutura; tendo sido também analisada a perturbação provocada no campo de tensões pela presença da intrusão rígida.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc).

PSEUDO-TRIDIMENSIONAL STUDY OF STRESSES AROUND CONCRETE STRUCTURES UNDER EARTH DAMS USING THE FINITE ELEMENT METHOD

Maria do Carmo Reis Cavalcanti

April 1990

Chairman : Sandro Salvador SANDRONI

Program : Civil Engineering

This dissertation describes a study on stress distribution around buried concrete structures under earth dams.

The study consisted of a pseudo-tridimensional analysis, using a two-dimension finite element program, and taking advantage of the plane strain conditions through the dam and buried structure axis.

Two structures were analysed, around which total pressure cells had been installed. The pseudo-tridimensional analysis results were compared with the values provided by the instrumentation.

Additional studies were carried out to determine the influence on the longitudinal normal stress distribution, of the following parameters : natural ground geometry, flexibility of the structure, and relation between the foundation and embankment Young's moduli. The disturbance in the stress field caused by the presence of the rigid structure was also evaluated.

## INDICE

I.	INTRODUÇÃO	PG.1
II.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	PG.5
II.1	TEORIA DE MARSTON E SPANGLER	PG.6
II.1.1	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	PG.16
II.2	ANÁLISES NUMÉRICAS	PG.26
II.3	ESTRUTURAS INSTRUMENTADAS	PG.33
III.	PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO	PG.36
IV.	MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL	PG.46
V.	ESTUDOS EFETUADOS	PG.49
VI.	BARRAGEM DE TULLAROOB	PG.52
VI.1	ANÁLISES TRANSVERSAIS	PG.53
VI.2	ANÁLISES LONGITUDINAIS	PG.58
VI.3	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	PG.65
VI.3.1	DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES	PG.65
VI.3.2	DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES	PG.67
VI.3.3	INFLUÊNCIA DA GALERIA NO CAMPO DE TENSÕES DO MACIÇO	PG.87
VI.3.3.1	MODELO ELÁSTICO CONSTANTE	PG.87
VI.3.3.2	MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO HIPERBÓLICO	PG.89

VII.	BARRAGEM DE JACAREÍ	PG.116
VII.1	ANÁLISES TRANSVERSAIS	PG.117
VII.2	ANÁLISES LONGITUDINAIS	PG.122
VII.3	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	PG.127
VII.3.1	DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES	PG.127
VII.3.2	DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES	PG.142
VII.3.3	INFLUÊNCIA DA GALERIA NO CAMPO DE TENSÕES DO MACIÇO	PG.146
VII.3.3.1	INFLUÊNCIA DA GALERIA E DA GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO	PG.147
VII.3.3.2	INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMABILIDADES DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO	PG.157
VIII.	CRÍTICA DOS RESULTADOS	PG.183
VIII.1	BARRAGEM DE TULLAROOPI	PG.183
VIII.2	BARRAGEM DE JACAREÍ	PG.190
IX.	CONCLUSÕES	PG.195
IX.1	PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO	PG.195
IX.2	OBSERVAÇÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO DO CAMPO DE TENSÕES EM PRESENÇA DE UMA INTRUSÃO RÍGIDA	PG.198
IX.3	SUGESTÕES PARA ESTUDOS POSTERIORES	PG.199
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		PG.201



## LISTA DE FIGURAS

FIG.1	ESTRUTURA ENTERRADA EM TRINCHEIRA	PG.7
FIG.2	ESTRUTURA EM TRINCHEIRA COM PAREDES INCLINADAS	PG.9
FIG.3	ESTRUTURA EM TRINCHEIRA COM SUB-TRINCHEIRA	PG.10
FIG.4	MODELO DE MARSTON PARA ESTRUTURAS ENTERRADAS EM PROJEÇÃO POSITIVA	PG.12
FIG.5	MODELO DE MARSTON PARA ESTRUTURAS ENTERRADAS EM PROJEÇÃO NEGATIVA	PG.13
FIG.6	CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS ENTERRADAS	PG.17
FIG.7	FLUXOGRAMA DE CÁLCULO	PG.25
FIG.8	BARRAGEM DE TULLAROOPT SEÇÃO TRANSVERSAL	PG.55
FIG.9	BARRAGEM DE TULLAROOPT SEÇÃO TRANSVERSAL MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	PG.56
FIG.10	BARRAGEM DE TULLAROOPT SEÇÃO LONGITUDINAL	PG.61
FIG.11	BARRAGEM DE TULLAROOPT SEÇÃO LONGITUDINAL MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	PG.62
FIG.12	BARRAGEM DE TULLAROOPT DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE O PESO DE TERRA E AS TENSÕES REGISTRADAS PELA INSTRUMENTAÇÃO	PG.68
FIG.13	BARRAGEM DE TULLAROOPT DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO ATERRO	PG.69

FIG.14	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON	PG.70
FIG.15	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO ATERRO	PG.71
FIG.16	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR PARÂMETROS MÉDIOS TERRENO NATURAL IRREGULAR	PG.72
FIG.17	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR PARÂMETROS MÉDIOS TERRENO NATURAL HORIZONTAL	PG.73
FIG.18	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR PARÂMETROS MÉDIOS AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TERRENO NATURAL	PG.74
FIG.19	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO PARÂMETROS MÉDIOS TERRENO NATURAL IRREGULAR	PG.75
FIG.20	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO PARÂMETROS MÉDIOS TERRENO NATURAL HORIZONTAL	PG.76

FIG.21	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO PARÂMETROS MÉDIOS AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TERRENO NATURAL	PG.77
FIG.22	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR TERRENO NATURAL HORIZONTAL - GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.79
FIG.23	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.80
FIG.24	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA DEFORMÁVEL	PG.81
FIG.25	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ESTUDO COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS	PG.82
FIG.26	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO TERRENO NATURAL HORIZONTAL - GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.83
FIG.27	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.84

FIG.28	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA DEFORMÁVEL	PG.85
FIG.29	BARRAGEM DE TULLAROOOP DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À GALERIA MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ESTUDO COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS	PG.86
FIG.30	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE SEM GALERIA	PG.92
FIG.31	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.93
FIG.32	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.94
FIG.33	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.95
FIG.34	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE SEM GALERIA	PG.96

FIG.35	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.97
FIG.36	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.98
FIG.37	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.99
FIG.38	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISCALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE SEM GALERIA	PG.100
FIG.39	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISCALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.101
FIG.40	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISCALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.102

FIG.41	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.103
FIG.42	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE SEM GALERIA	PG.104
FIG.43	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.105
FIG.44	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.106
FIG.45	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.107
FIG.46	BARRAGEM DE TULLAROOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE SEM GALERIA	PG.108

FIG.47	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.109
FIG.48	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.110
FIG.49	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.111
FIG.50	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE SEM GALERIA	PG.112
FIG.51	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL	PG.113
FIG.52	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL	PG.114
FIG.53	BARRAGEM DE TULLAROOOP ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL	PG.115

FIG.54	BARRAGEM DE JACAREÍ SEÇÃO TRANSVERSAL	PG.118
FIG.55	BARRAGEM DE JACAREÍ SEÇÃO TRANSVERSAL MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	PG.119
FIG.56	BARRAGEM DE JACAREÍ SEÇÃO LONGITUDINAL	PG.123
FIG.57	BARRAGEM DE JACAREÍ SEÇÃO LONGITUDINAL MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	PG.124
FIG.58	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS TERRENO NATURAL IRREGULAR	PG.129
FIG.59	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS TERRENO NATURAL HORIZONTAL	PG.130
FIG.60	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TERRENO NATURAL	PG.131
FIG.61	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = $0,1 * E_{\text{aterro}}$	PG.132
FIG.62	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = $0,2 * E_{\text{aterro}}$	PG.133
FIG.63	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = $0,5 * E_{\text{aterro}}$	PG.134
FIG.64	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = $E_{\text{aterro}}$	PG.135
FIG.65	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = $2,0 * E_{\text{aterro}}$	PG.136



FIG.66	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = 5,0 * Eaterro	PG.137
FIG.67	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA Efundação = 10,0 * Eaterro	PG.138
FIG.68	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL	PG.139
FIG.69	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL CORRIGIDA DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO MENOR QUE 1,0	PG.140
FIG.70	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL CORRIGIDA DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO MAIOR QUE 1,0	PG.141
FIG.71	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À ESTRUTURA PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS	PG.143
FIG.72	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À ESTRUTURA RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO MENOR QUE 1,0	PG.144
FIG.73	BARRAGEM DE JACAREÍ DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À ESTRUTURA RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO MAIOR QUE 1,0	PG.145
FIG.74	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE SEM GALERIA	PG.148

FIG.75	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR	PG.149
FIG.76	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL	PG.150
FIG.77	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE SEM GALERIA	PG.151
FIG.78	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR	PG.152
FIG.79	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL	PG.153
FIG.80	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE SEM GALERIA	PG.154
FIG.81	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR	PG.155

FIG.82	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL	PG.156
FIG.83	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,1 * Eaterro	PG.159
FIG.84	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,2 * Eaterro	PG.160
FIG.85	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,5 * Eaterro	PG.161
FIG.86	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 1,0 * Eaterro	PG.162
FIG.87	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 2,0 * Eaterro	PG.163
FIG.88	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 5,0 * Eaterro	PG.164
FIG.89	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 10,0 * Eaterro	PG.165

FIG.90	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL	PG.166
FIG.91	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $0,1 * E_{\text{aterro}}$	PG.167
FIG.92	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $0,2 * E_{\text{aterro}}$	PG.168
FIG.93	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $0,5 * E_{\text{aterro}}$	PG.169
FIG.94	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $1,0 * E_{\text{aterro}}$	PG.170
FIG.95	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $2,0 * E_{\text{aterro}}$	PG.171
FIG.96	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $5,0 * E_{\text{aterro}}$	PG.172
FIG.97	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = $10,0 * E_{\text{aterro}}$	PG.173
FIG.98	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL	PG.174

FIG.99	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,1 * Eaterro	PG.175
FIG.100	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,2 * Eaterro	PG.176
FIG.101	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 0,5 * Eaterro	PG.177
FIG.102	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 1,0 * Eaterro	PG.178
FIG.103	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 2,0 * Eaterro	PG.179
FIG.104	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 5,0 * Eaterro	PG.180
FIG.105	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa Efundação = 10,0 * Eaterro	PG.181
FIG.106	BARRAGEM DE JACAREÍ ANÁLISE LONGITUDINAL CAMPO DE TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL	PG.182

## LISTA DE TABELAS

=====

TAB.1	VALORES DA RAZÃO DE REGALQUE - Rsd	PG.19
TAB.2	GALERIAS INSTRUMENTADAS EM BARRAGENS	PG.34
TAB.3	ESTRUTURAS INSTRUMENTADAS SOB ATERROS	PG.35
TAB.4	CARACTERÍSTICAS DAS GALERIAS ESTUDADAS	PG.51
TAB.5	BARRAGEM DE TULLAROOOP RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES TRANSVERSAIS EFETUADAS	PG.57
TAB.6	BARRAGEM DE TULLAROOOP PARÂMETROS FORNECIDOS AO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO NAS ANÁLISES TRANSVERSAIS	PG.59
TAB.7	BARRAGEM DE TULLAROOOP RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES LONGITUDINAIS EFETUADAS	PG.63
TAB.8	BARRAGEM DE TULLAROOOP PARÂMETROS FORNECIDOS AO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO NAS ANÁLISES LONGITUDINAIS	PG.64
TAB.9	BARRAGEM DE JACAREÍ RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES TRANSVERSAIS EFETUADAS	PG.121
TAB.10	BARRAGEM DE JACAREÍ RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES LONGITUDINAIS EFETUADAS	PG.126
TAB.11	BARRAGEM DE TULLAROOOP ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA ESTRUTURA	PG.184
TAB.12	BARRAGEM DE TULLAROOOP ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS EM TORNO DA ESTRUTURA	PG.188
TAB.13	BARRAGEM DE JACAREÍ ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS EM TORNO DA ESTRUTURA	PG.194

## CAPÍTULO I

## INTRODUÇÃO

=====

No projeto de barragens de terra e enrocamento, é de extrema importância a definição da localização da estrutura vertente, galerias de adução, ou estruturas de desvio e controle do rio durante a execução da obra.

Muitas vezes, para tornar viável, técnica ou economicamente um projeto, faz-se necessário adotar soluções em que tais estruturas atravessem o maciço da barragem.

Em barragens cuja finalidade é abastecimento de água ou irrigação, é bastante comum a presença de galerias de adução atravessando o maciço, pois desta maneira é possível reduzir, quando não eliminar, o sistema de recalque.

Nas estruturas de barramento destinadas ao tratamento de resíduos industriais onde o nível de acumulação e, conseqüentemente, também o nível d'água, sobem com o decorrer do tempo, atingindo seu máximo ao término da vida útil da barragem, faz-se necessária uma estrutura vertente que acompanhe a subida dos resíduos.

Nestes casos a adoção de uma estrutura vertente vertical, ou sub-vertical, obriga à instalação de uma galeria de saída atravessando a estrutura de barramento.

Há também casos, em que a geometria do vale torna necessária a construção de galeria de desvio do rio incorporada ao maciço, a qual, ao término da construção poderá ser tamponada ou funcionar como descarregador de fundo.

Em todas as situações descritas acima, a presença de uma estrutura rígida no interior de um maciço compressível, além de representar um caminho preferencial de percolação, cria uma região de perturbação no campo de tensões, o que pode levar tanto ao fraturamento hidráulico, nas laterais da estrutura, como ao colapso da mesma por excesso de carga.

Pelas razões descritas no parágrafo anterior, algumas das galerias localizadas no interior de maciços tiveram instaladas, na interface solo/estrutura, células de pressão total, objetivando o acompanhamento do desenvolvimento de tensões durante e após a construção.

Constatou-se de uma maneira geral, em células de pressão total instaladas em galerias de concreto (rígidas), assentes em fundação incompressível, ser a pressão atuante no topo da estrutura muito superior à esperada, da ordem de uma vez e meia a três vezes o peso de terra acima da mesma.

Observou-se, também, serem as tensões verticais atuantes no topo de galerias em aço (flexíveis), na grande maioria dos casos, inferiores ao peso de terra sobre as mesmas.



O método de cálculo da carga total atuante em estruturas enterradas foi desenvolvido no início do século, e desde então pouco se acrescentou à teoria desenvolvida por Marston e complementada por Spangler.

O dimensionamento de estruturas rígidas "enterradas" em maciços, tem sido usualmente feito a partir da carga vertical total, determinada multiplicando-se o peso do prisma de terra acima da galeria por um coeficiente de majoração ou minoração, o que muitas vezes leva ao superdimensionamento da estrutura além de não permitir a avaliação da possibilidade de ocorrência de fraturamento hidráulico.

Esse trabalho se propõe a estudar a distribuição de tensões na interface solo/estrutura rígida, a partir de uma análise "pseudo-tridimensional" que tira proveito dos estados planos de deformações, transversal e longitudinal pelo eixo da estrutura enterrada e da barragem, respectivamente, utilizando um programa de análise bidimensional pelo Método dos Elementos Finitos.

Também é objetivo desse estudo avaliar a influência da presença de tais estruturas no campo de tensões estabelecido no maciço.

Foram estudadas duas barragens, em cujas galerias foram instaladas células de pressão total, sendo os resultados obtidos comparados aos valores registrados pela instrumentação.

As barragens estudadas foram TULLAROOP, na Austrália, e JACAREÍ, no Brasil.

A galeria da barragem de Tullaroop está assente em rocha e a de Jacaré em terreno compressível, o que permitiu avaliar, adicionalmente, a influência da deformabilidade da fundação na distribuição de tensões na estrutura.

## CAPÍTULO II

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

=====

Estruturas enterradas, tais como tubulações de esgotos, de adução de água e gás, buelros e drenos, vêm sendo utilizadas pelo homem há mais de 3000 anos, estando entre os primeiros exemplos de obras de engenharia.

Apenas a partir da segunda década do século XX tornou-se possível, com base nos estudos de Marston e Spangler, dimensionar estruturas enterradas de maneira racional.

Observações do comportamento de estruturas enterradas e estudos experimentais, vieram confirmar e complementar a formulação matemática desenvolvida na Universidade de Iowa, porém pouco se acrescentou em termos de métodos de cálculo até o início da década de 60.

No início dos anos "60", o advento dos computadores e o desenvolvimento dos métodos de análise numérica, forneceram uma potente ferramenta para estudar o comportamento tensão-deformação de maciços de terra, o que permitiu analisar, utilizando o método dos elementos finitos, a distribuição de tensões e os deslocamentos de estruturas enterradas.

A evolução dos instrumentos de medição de tensões e deslocamentos tornou possível determinar, com boa precisão, as tensões normais atuantes nas estruturas enterradas, o

que permitiu avaliar a confiabilidade dos métodos de cálculo utilizados no dimensionamento das mesmas.

Apesar dos avanços conseguidos no sentido de entender e determinar com segurança a distribuição das tensões em estruturas enterradas, os resultados, mostrados pela instrumentação, continuam a surpreender projetistas e construtores.

### 11.1 TEORIA DE MARSTON E SPANGLER =====

Em 1913, foi desenvolvido por Marston e Talbot, um método de cálculo da carga total atuante nas estruturas enterradas em trincheiras com paredes verticais (fig.1).

A teoria de Marston baseia-se na mobilização de esforços cisalhantes, na interface trincheira/aterro, em decorrência do adensamento do material de preenchimento e consequente deslocamento, ou tendência ao deslocamento, relativo entre os dois materiais.

O esforço total atuante na estrutura é determinado a partir do peso do aterro de preenchimento, descontando-se a parcela de tal carga suportada pelo atrito nas paredes da trincheira.

O alívio de carga decorrente da coesão, na interface entre materiais, é desconsiderado por ser tal parâmetro de difícil definição e sujeito a consideráveis variações com o teor de umidade.

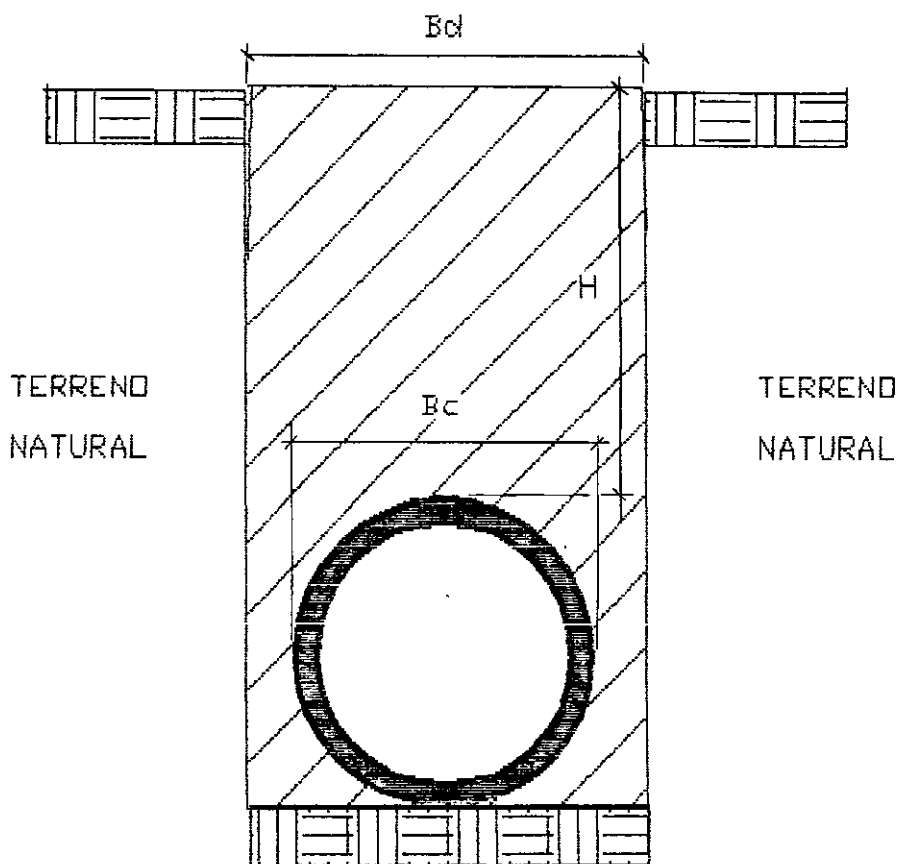


FIGURA 1 - ESTRUTURA ENTERRADA  
EM TRINCHEIRA

Foi constatado experimentalmente, e confirmado pela observação do comportamento de galerias, serem as cargas atuantes nas estruturas enterradas, função da deformabilidade das mesmas e da relação entre a rigidez do aterro e da estrutura, o que levou à utilização de uma formulação específica para condutos flexíveis, em que a carga atuante é proporcional à relação entre a largura da estrutura e a da trincheira.

Schillick (1932), em pesquisas para avaliar a influência da forma e dimensões da trincheira no esforço vertical transferido à estrutura enterrada, constatou ser a largura da trincheira medida no topo da galeria que determina a carga atuante.

As observações experimentais de Schillick quanto a dimensão determinante do esforço, estenderam a utilização do método de cálculo, desenvolvido por Marston, a trincheiras com paredes inclinadas (fig.2) e/ou com sub-trincheiras (fig.3), sendo, nesses casos, o ângulo de atrito adotado no cálculo, o do aterro de preenchimento, uma vez que a interface de mobilização de esforço cisalhante passa a ser aterro/aterro.

O comportamento de aterros de grande largura sobrejacentes a estruturas enterradas foi modelado por Marston em 1922.

O modelo consiste de três prismas, definidos por Spangler como de igual largura, o interior sobrejacente à estrutura, e os exteriores adjacentes a mesma.

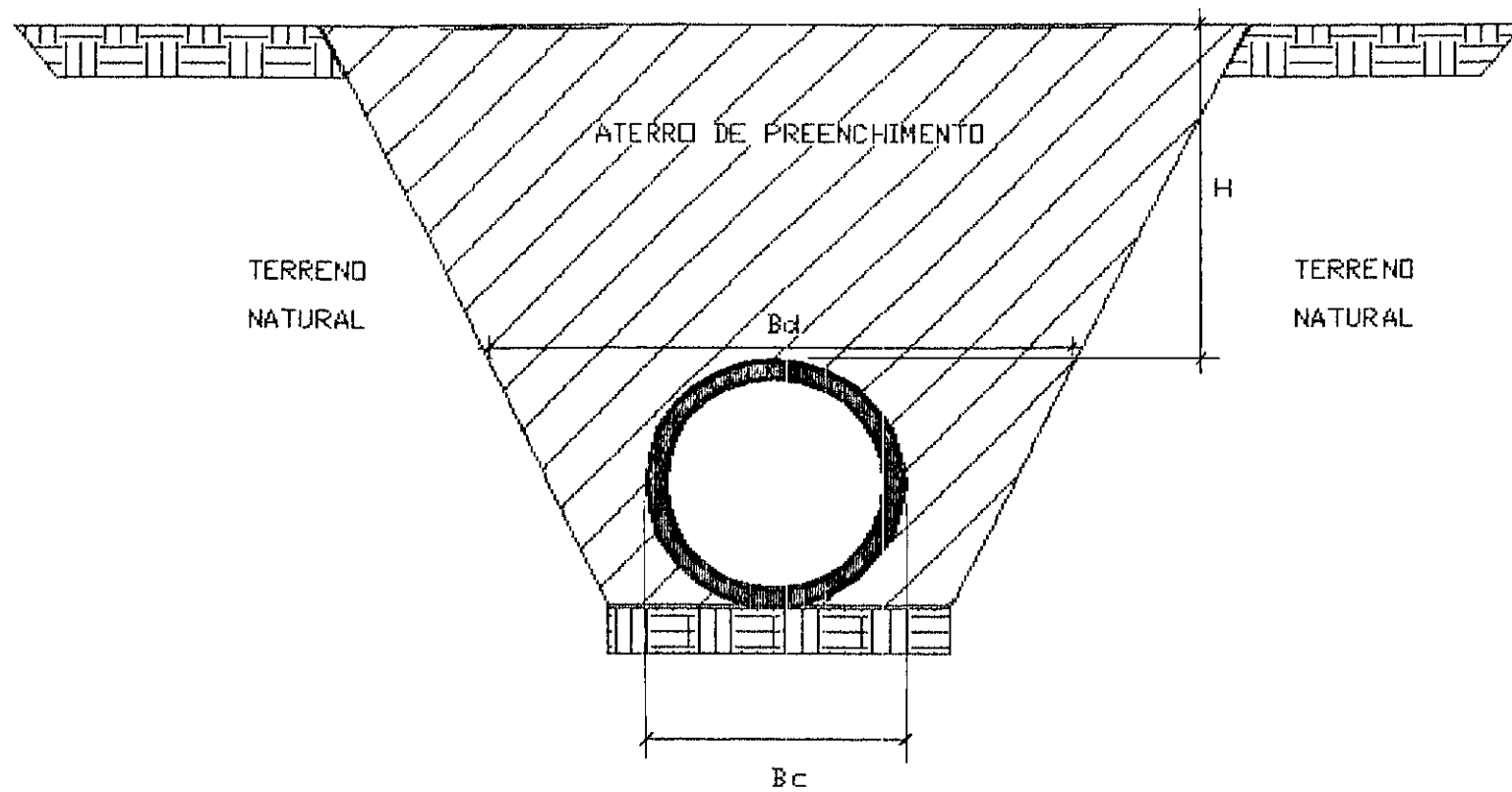


FIGURA 2 - ESTRUTURA EM TRINCHEIRA  
COM PAREDES INCLINADAS

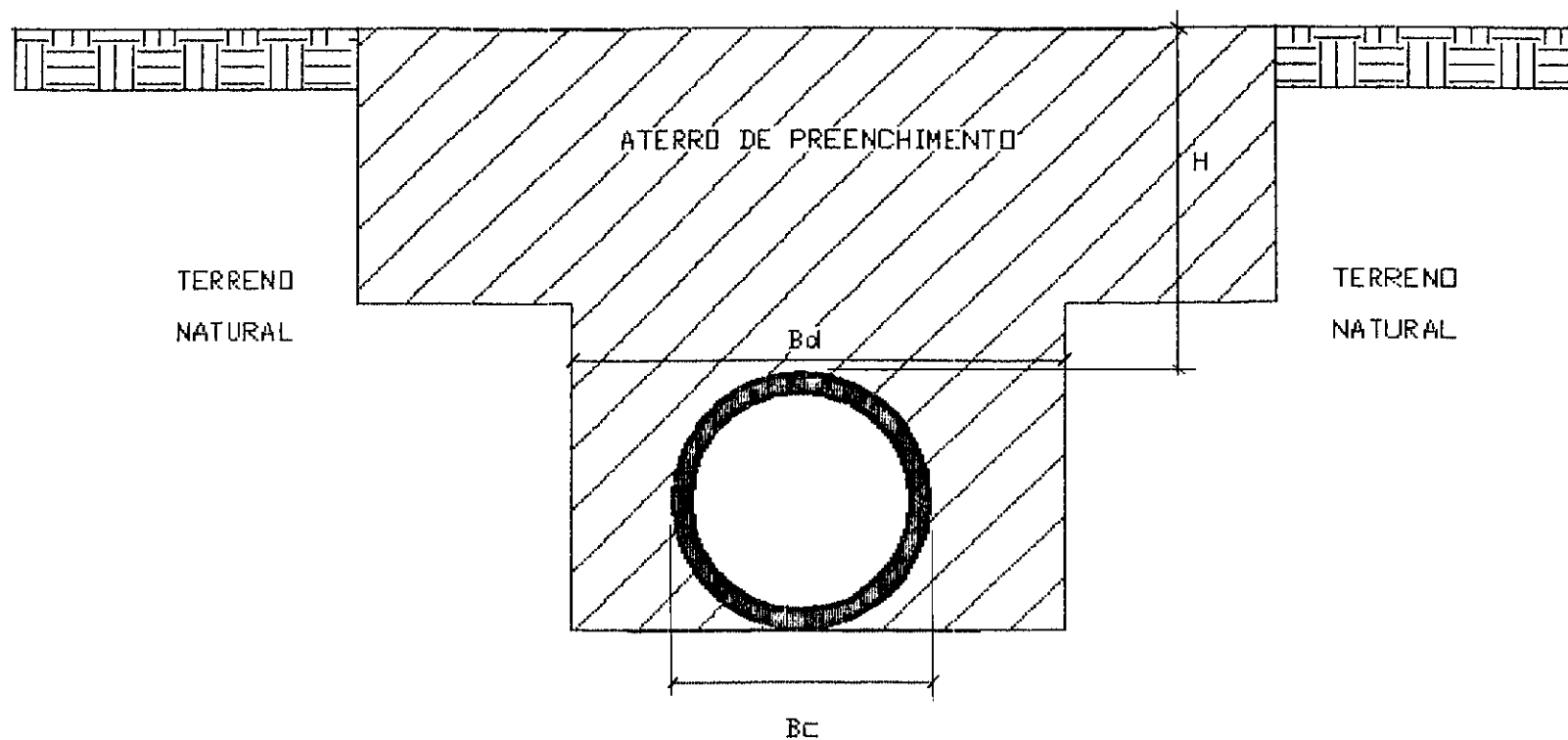


FIGURA 3 - ESTRUTURA EM TRINCHEIRA  
COM SUB-TRINCHEIRA



Também nesse modelo, o esforço vertical transferido à estrutura é função do peso do prisma de aterro sobre a mesma, e, do esforço cisalhante, mobilizado nas interfaces fictícias entre os prismas em decorrência dos deslocamentos relativos entre os mesmos.

Nas figuras 4 e 5 a seguir, é apresentado, para condição de projeção positiva e negativa respectivamente, o modelo de Marston discutido nos parágrafos anteriores, mostrando as grandezas geométricas que participam no cálculo da carga atuante em estruturas enterradas.

A preocupação com os elevados valores de esforço vertical transferido às estruturas enterradas, levou os pesquisadores a estudarem, não apenas métodos de cálculo, mas também métodos construtivos que propiciassem redução de esforços.

Ainda em 1922, Marston sugeriu um método construtivo, que denominou falsa trincheira, onde razoável redução do esforço poderia ser obtida escavando-se o aterro imediatamente acima da estrutura e repreenchendo com material de maior compressibilidade, o que diminui o deslocamento relativo entre prismas consequentemente reduzindo a carga transferida à estrutura enterrada. A eficácia da "falsa trincheira" foi comprovada em inúmeras experiências efetuadas por Marston no período entre 1919 e 1921.

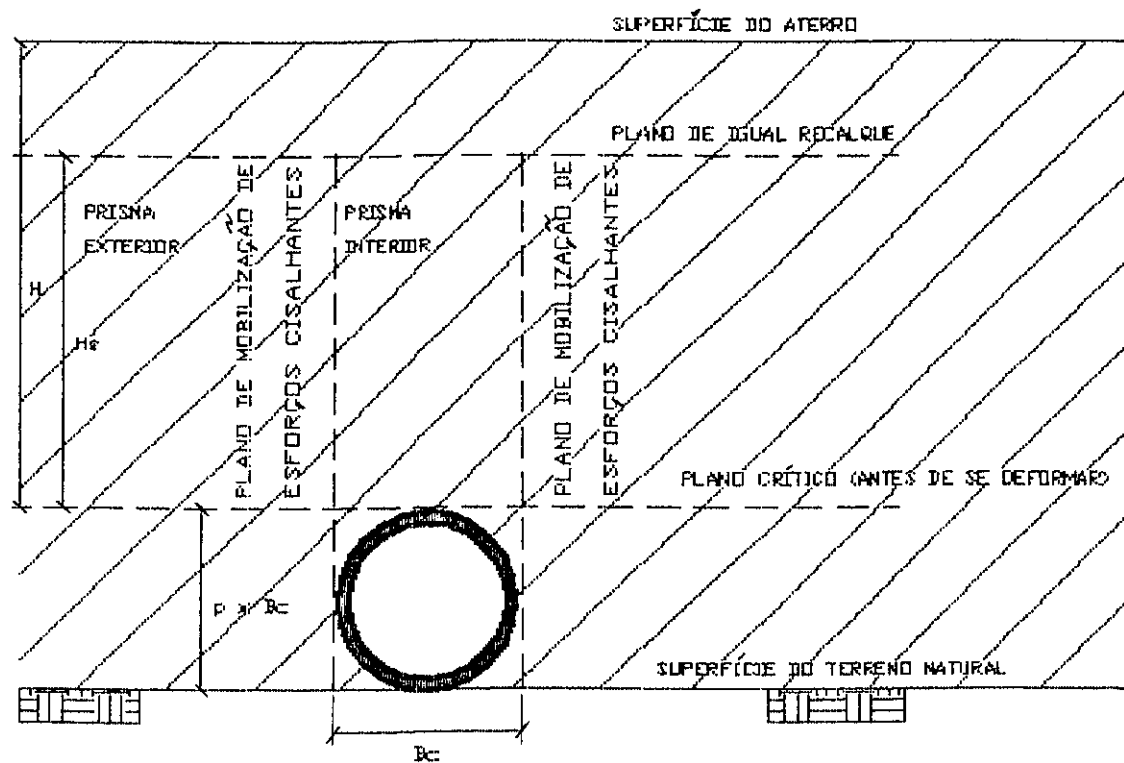


FIGURA 4 - MODELO DE NASHION PARA ESTRUTURAS ENTERRADAS EM PROJEÇÃO POSITIVA

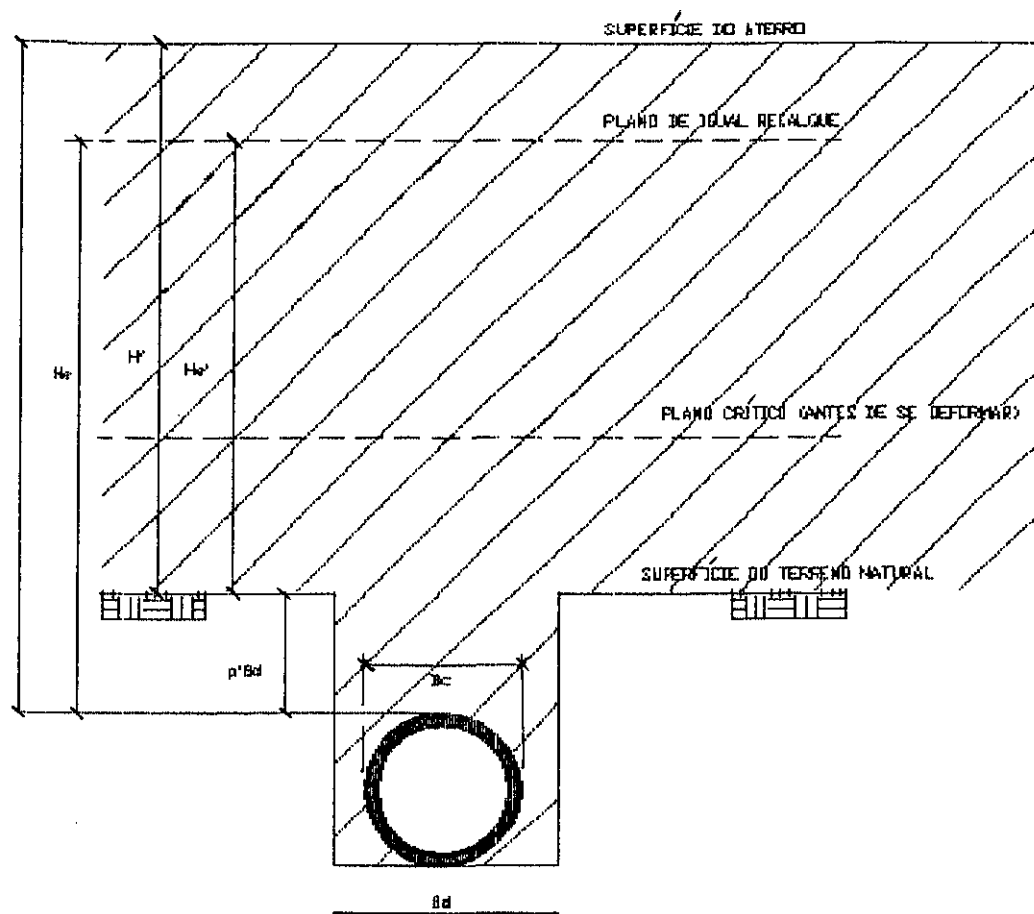


FIGURA 3 - MODELO DE WINKLER PARA ESTRUTURAS ENTERRADAS EM PROIEÇÃO POSITIVA

As pesquisas de Schillick, apresentadas em 1932, mostraram haver um limite a partir do qual, para uma dada altura de aterro, o aumento da largura da trincheira não mais influencia o esforço vertical transferido à estrutura, passando a estrutura a se comportar como sob aterro de grande largura, estabelecendo assim o limite de utilização da formulação de cálculo apresentada por Marston em 1913.

A generalização da teoria inicial, apresentada em 1913, tornou a carga atuante em estruturas enterradas função de diversos fatores interrelacionados, apresentados abaixo e discutidos nos parágrafos subsequentes :

- Altura de aterro sobre a galeria
- Geometria do terreno natural
- Projeção vertical da estrutura
- Rigidez relativa entre aterro e estrutura
- Deformações relativas do terreno natural sob a estrutura e adjacente à mesma

A perturbação, provocada pela presença da galeria, na distribuição de deformações e tensões no aterro e consequentemente na mobilização de esforços cisalhantes entre os prismas fictícios do modelo de Marston, dá-se nos aterros de menor altura, até seu topo, e, nos de maior altura até o plano dito de igual recalque a uma altura " $H_e$ " do topo da galeria.

As estruturas enterradas foram divididas, por Spangler, para facilitar a análise, conforme a geometria do terreno natural em: estruturas em trincheiras, estruturas em

trincheiras de grande largura, estruturas em falsas trincheiras e estruturas sob aterros.

Quanto ao posicionamento da estrutura em relação à superfície do terreno natural, as estruturas podem estar em condição de projeção positiva ou negativa; sendo tal condição completa ou incompleta conforme a mobilização de esforços cisalhantes entre prismas se estenda até a superfície do aterro ou não.

A influência da rigidez relativa entre galeria e aterro, e da deformabilidade do terreno natural é representada pelo parâmetro " $R_{sd}$ ", denominado razão de recalque, cujos valores foram publicados inicialmente por Spangler em 1951, tendo ao longo do tempo sofrido modificações em função de constatações experimentais.

O método de cálculo, definido nos parágrafos anteriores, determina apenas o valor da carga vertical total atuante na estrutura enterrada, permanecendo indefinido o esforço horizontal e a distribuição de tensões normais atuantes na face externa da estrutura.

Em 1947, Spangler [036] em seu estado da arte sobre o assunto, afirma, com base em medições efetuadas em diversas estruturas enterradas, ser a distribuição do esforço vertical uniforme, e o esforço horizontal, função da deformação lateral da estrutura, estando sujeitas ou não à empuxo ativo em parte ou na totalidade de sua área lateral.

### 11.1.1 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

---

A determinação da carga total atuante em estruturas enterradas inicia-se pela classificação geométrica da estrutura em estudo, de acordo com o procedimento esquematizado da figura 6.

Caso a estrutura se encaixe na classificação de estrutura em trincheira, procede-se a determinação do coeficiente de carga (Cd), conforme a estrutura seja rígida (fórmula 1) ou flexível (fórmula 2).

$$C_d = \frac{1 - e^{-2 * \operatorname{tg} \phi * H / B_d}}{2 * K * \operatorname{tg} \phi} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$C_d = \left( \frac{1 - e^{-2 * \operatorname{tg} \phi * H / B_d}}{2 * K * \operatorname{tg} \phi} \right) * \frac{B_c}{B_d} \quad (\text{fórmula 2})$$

#### Notação Adotada

- Bd    Largura da trincheira, ou subtrincheira no caso de estruturas em condição de projeção negativa, medida no topo da galeria
- Bc    Largura máxima da estrutura enterrada
- H    Altura de aterro sobre a galeria
- Cd    Coeficiente de carga - estruturas em trincheiras
- K    Coeficiente de empuxo ativo conforme definido por Rankine
- $\phi$     Ângulo de atrito do material, na interface de mobilização de esforços cisalhantes

Após a determinação do coeficiente de carga adequado, calcula-se a força vertical atuante na estrutura, cuja

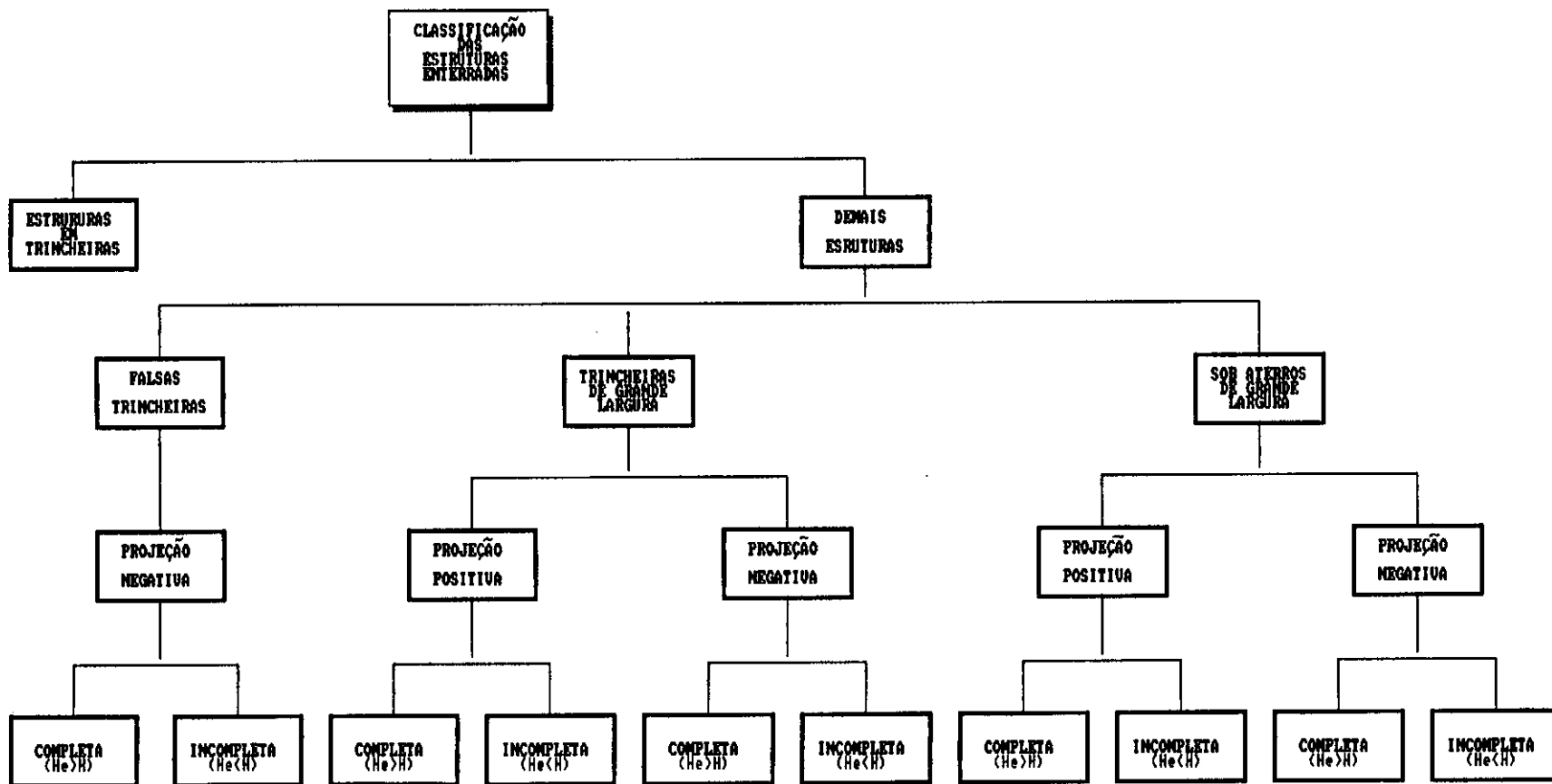


FIGURA 6 : CLASSIFICAÇÃO DAS ESTRUTURAS ENTERRADAS

formulação é a mesma seja a estrutura rígida ou flexível.

$$W_c = C_d * \gamma_s * B_d^2 \quad (\text{fórmula 3})$$

#### Notação Adotada

$B_d$  Largura da trincheira, ou subtrincheira no caso de estruturas em condição de projeção negativa, medida no topo da galeria

$C_d$  Coeficiente de carga - estruturas em trincheiras

$\gamma_s$  Peso específico do aterro de preenchimento ou recobrimento

$W_c$  Carga vertical total atuante na estrutura

O procedimento de cálculo para as demais estruturas inicia-se pela definição da razão de recalque ( $R_{sd}$ ) em função da classificação geométrica, da condição de projeção, da rigidez da estrutura e das características do terreno natural e aterro de recobrimento; os valores de  $R_{sd}$ , definidos até a presente data, são apresentados na tabela 1, publicada por Clarke [009] em seu Manual de Dimensionamento de Estruturas Enterradas, em 1968.

Uma vez definida a razão de recalque, parte-se para a determinação da altura de mobilização de esforços cisalhantes ( $H_e$ ), para a estrutura em projeção positiva, conforme a razão de recalque seja positiva (fórmula 4) ou negativa (fórmula 5), e da altura de mobilização de esforços cisalhantes acima da sub-trincheira ( $H_e'$ ), para estruturas em projeção negativa (fórmula 6).



TABELA 1 : VALORES DA RAZÃO DE RECALQUE -  $R_{sd}$

GEOMETRIA DO TERRENO NATURAL		TIPO DE ESTRUTURA	CARACTERÍSTICAS DO SOLO		VALOR RECOMENDADO $R_{sd}$
			FUNDAÇÃO	ATERRO	
ESTRUTURAS EM TRINCHEIRAS DE GRANDE LARGURA	PROJEÇÃO POSITIVA	RÍGIDA	QUALQUER	QUALQUER	1.0
		FLEXÍVEL	QUALQUER	MAL COMPACTADO	0.0 a -0.4
	PROJEÇÃO NEGATIVA	RÍGIDA	QUALQUER	QUALQUER	-0.3 (*)
		FLEXÍVEL	QUALQUER	BEM COMPACTADO	0.0
ESTRUTURAS SOB ATERROS DE GRANDE LARGURA	PROJEÇÃO POSITIVA	RÍGIDA	INDEFORMÁVEL	QUALQUER	1.0
			ORDINÁRIA	QUALQUER	0.5 a 0.8
			COMPLACENTE	QUALQUER	0.0 a 0.5
	PROJEÇÃO NEGATIVA	FLEXÍVEL	QUALQUER	BEM COMPACTADO	0.0
		RÍGIDA	QUALQUER	QUALQUER	-0.3 (*)
		FLEXÍVEL	QUALQUER	BEM COMPACTADO	0.0
ESTRUTURAS EM FALSAS TRINCHEIRAS	PROJEÇÃO NEGATIVA	RÍGIDA	QUALQUER	QUALQUER	0.0 a -0.3 (*)
		FLEXÍVEL	QUALQUER	BEM COMPACTADO	0.0 (*)

(\*) Valor ainda não definido com precisão

Apud N.W.B. Clarke - Buried Pipelines - A Manual of Structural Design and Instalation - 1968

Estrutura em Projeção Positiva -  $Rsd > 0$

$$\begin{aligned}
 & \frac{e}{+2*K*tg\theta} \cdot \frac{+2*K*tg\theta*He/Bc}{-1} * \left( \frac{1}{2*K*tg\theta} + \frac{(H - He)}{Bc} * \frac{Rsd * p}{3} \right) + \\
 & + \frac{1}{2} * \left( \frac{He}{Bc} \right)^2 + \frac{Rsd * p}{3} * \frac{(H - He)}{Bc} * e \cdot \frac{+2*K*tg\theta*He/Bc}{+} \\
 & \left( \frac{-1}{2*K*tg\theta} * \frac{He}{Bc} \right) - \left( \frac{H}{Bc} * \frac{He}{Bc} \right) = \frac{+ Rsd * p * H}{Bc} \quad (\text{fórmula 4})
 \end{aligned}$$

Estrutura em Projeção Positiva-  $Rsd < 0$

$$\begin{aligned}
 & \frac{e}{-2*K*tg\theta} \cdot \frac{-2*K*tg\theta*He/Bc}{-1} * \left( \frac{1}{2*K*tg\theta} - \frac{(H - He)}{Bc} - \frac{Rsd * p}{3} \right) + \\
 & - \frac{1}{2} * \left( \frac{He}{Bc} \right)^2 - \frac{Rsd * p}{3} * \frac{(H - He)}{Bc} * e \cdot \frac{-2*K*tg\theta*He/Bc}{+} \\
 & \left( \frac{-1}{2*K*tg\theta} * \frac{He}{Bc} \right) + \left( \frac{H}{Bc} * \frac{He}{Bc} \right) = \frac{- Rsd * p * H}{Bc} \quad (\text{fórmula 5})
 \end{aligned}$$

#### Notação Adotada

Bc Largura máxima da estrutura enterrada

H Altura de aterro sobre a galeria

He Altura de mobilização de esforços cisalhantes na interface fictícia entre prismas, medida a partir do topo da estrutura

Rsd Razão de Recalque - valor tabelado

p Projeção vertical, quociente da média da altura da galeria acima do terreno natural, nos prismas exteriores, pela largura máxima da estrutura

K Coeficiente de empuxo ativo conforme definido por Rankine

$\phi$  Ângulo de atrito do material, na interface de mobilização de esforços cisalhantes

### Estruturas em Projeção Negativa

$$\begin{aligned}
 & \frac{e^{-2K \tan \phi} \cdot \frac{H' - He'}{Bd} - \frac{1}{2K \tan \phi}}{2K \tan \phi} \times \left( \frac{(H' - He')}{Bd} - \frac{1}{2K \tan \phi} \right) + \\
 & \frac{-He'}{Bd} \times \left( \frac{(H' - He')}{Bd} + \frac{1}{2} \times \frac{He'}{Bd} - \frac{1}{2K \tan \phi} \right) = \\
 & = \frac{2Rsd \cdot p'}{3} \times \left( \frac{e^{-2K \tan \phi} \cdot \frac{H' - He'}{Bd} - \frac{1}{2K \tan \phi}}{-2K \tan \phi} + \right. \\
 & \left. + \frac{(H' - He')}{Bd} \times \frac{e^{-2K \tan \phi} \cdot \frac{H' - He'}{Bd}}{e} \right) \quad \text{(fórmula 6)}
 \end{aligned}$$

### Notação Adotada

Bd Largura da sub-trincheira

H' Altura de aterro acima da sub-trincheira

He' Altura de mobilização de esforços cisalhantes na interface fictícia entre prismas, medida acima da sub-trincheira.

Rsd Razão de Recalque - valor tabelado

p' Projeção vertical invertida, razão entre a largura e a profundidade da sub-trincheira acima da galeria.

K Coeficiente de empuxo ativo conforme definido por Rankine

$\phi$  Ângulo de atrito do material, na interface de mobilização de esforços cisalhantes.

Após a definição da condição de projeção, completa ou incompleta, calcula-se o coeficiente de carga,  $C_c$  ou  $C_n$ , conforme a projeção seja positiva ou negativa, sendo a formulação a ser adotada apresentada a seguir.

-Estruturas em Projeção Positiva ( $C_c$ )

Projeção Completa e  $R_{sd} > 0$

$$C_c = \frac{e^{+2*K*tg\theta*H/Bc} - 1}{2*K*tg\theta} \quad (\text{fórmula 7})$$

OBS :  $K * tg\theta < 0.19$

Projeção Incompleta e  $R_{sd} > 0$

$$C_c = \frac{e^{+2*K*tg\theta*H_e/Bc} - 1}{2*K*tg\theta} + \left( \frac{H - H_e}{Bc} \right) * e^{+2*K*tg\theta*H_e/Bc} \quad (\text{fórmula 8})$$

OBS :  $K*tg\theta > 0.13$

Projeção Completa e  $R_{sd} < 0$

$$C_c = \frac{e^{-2*K*tg\theta*H/Bc} - 1}{-2*K*tg\theta} \quad (\text{fórmula 9})$$

OBS :  $K * tg\theta > 0.13$

Projeção Incompleta e  $R_{sd} < 0$

$$C_c = \frac{e^{-2*K*tg\theta*H_e/Bc} - 1}{-2*K*tg\theta} + \left( \frac{H - H_e}{Bc} \right) * e^{-2*K*tg\theta*H_e/Bc} \quad (\text{fórmula 10})$$

OBS :  $K*tg\theta > 0.13$

## -Estruturas em Projeção Negativa

## Projeção Completa

$$C_n = \frac{1 - e^{-2 * K * \operatorname{tg} \theta * H / B_c}}{2 * K * \operatorname{tg} \theta} \quad (\text{fórmula 11})$$

$$\text{OBS : } K * \operatorname{tg} \theta > 0.13$$

Projeção Incompleta e  $R_{sd} < 0$ 

$$C_n = \frac{1 - e^{-2 * K * \operatorname{tg} \theta * H_e / B_c}}{2 * K * \operatorname{tg} \theta} + \left[ \frac{H - H_e}{B_c} \right] * e^{-2 * K * \operatorname{tg} \theta * H_e / B_c} \quad (\text{fórmula 12})$$

## Notação Adotada

$B_c$  Largura máxima da estrutura enterrada

$H$  Altura de aterro sobre a galeria

$H_e$  Altura de mobilização de esforços cisalhantes na interface fictícia entre prismas, medida a partir do topo da estrutura

$R_{sd}$  Razão de Recalque

$p$  Projeção vertical, quociente da média da altura da galeria acima do terreno natural, nos prismas exteriores, pela largura máxima da estrutura

$C_c$  Coeficiente de carga - estruturas em projeção positiva

$C_n$  Coeficiente de carga - estruturas em projeção negativa

$K$  Coeficiente de empuxo ativo conforme definido por Rankine

$\theta$  Ângulo de atrito do material, na interface de mobilização de esforços cisalhantes

A determinação da força vertical atuante na estrutura enterrada é feita utilizando a formulação a seguir, para as estruturas em projeção positiva (fórmula 13) ou negativa (fórmula 14), respectivamente.

$$W_c = G_c * \gamma_s * B_c^2 \quad (\text{fórmula 13})$$

$$W_c = G_n * \gamma_s * B_d^2 \quad (\text{fórmula 14})$$

#### Notação Adotada

Bd Largura da trincheira, ou subtrincheira no caso de estruturas em condição de projeção negativa, medida no topo da galeria

Bc Largura máxima da estrutura enterrada

Gc Coeficiente de carga - estruturas em projeção positiva

Gn Coeficiente de carga - estruturas em projeção negativa

$\gamma_s$  Peso específico do aterro de preenchimento ou recobrimento

Wc Carga vertical total atuante na estrutura

O procedimento de cálculo descrito nos parágrafos anteriores é apresentado esquematicamente na figura 7.

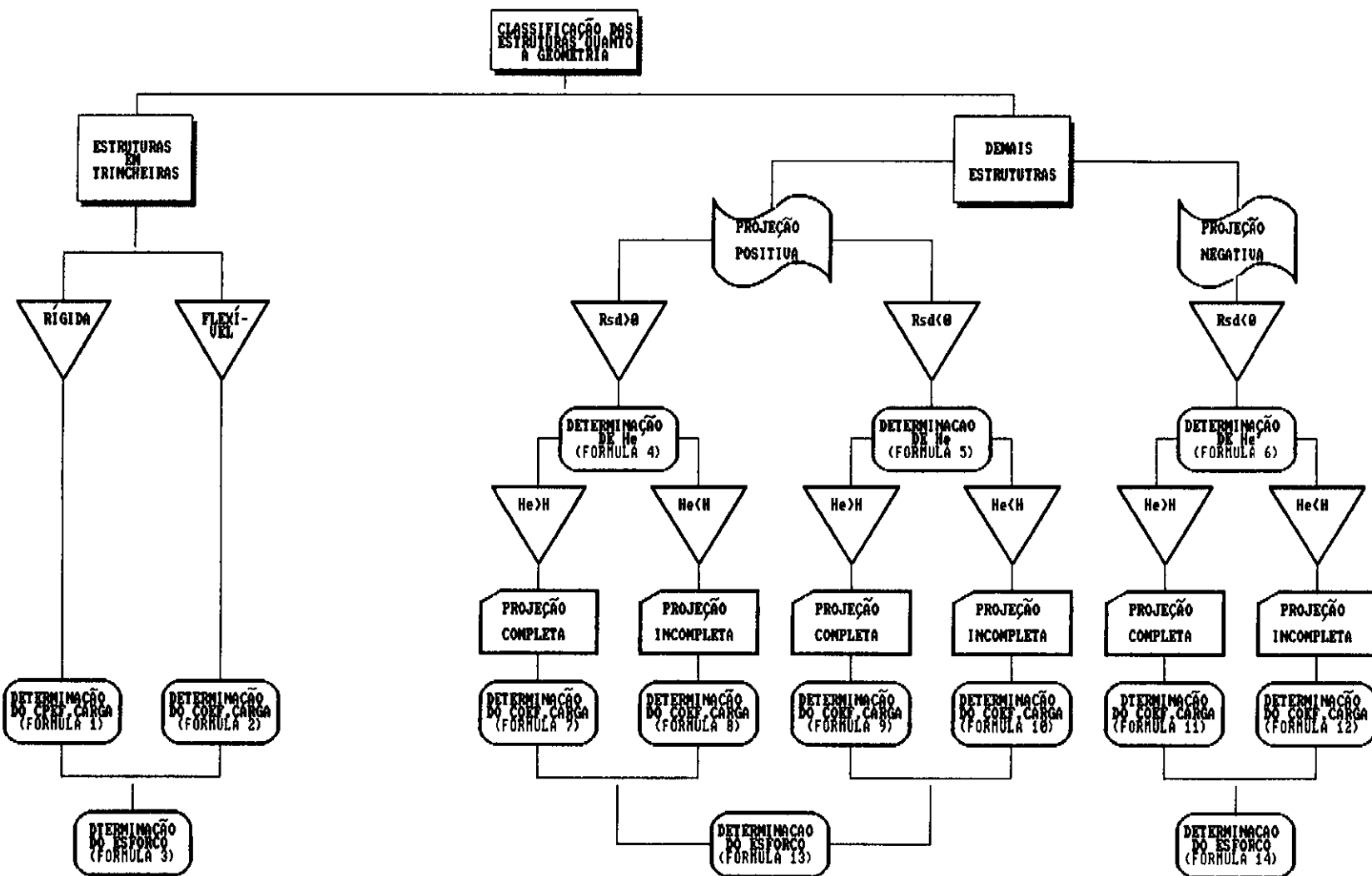


FIGURA 7 : FLUXOGRAMA DE CÁLCULO

## 11.2 ANÁLISES NUMÉRICAS

=====

O desenvolvimento da ciência computacional e dos métodos de análise numérica, forneceu a ferramenta necessária ao estudo das estruturas enterradas, com a vantagem de permitir a determinação da distribuição de tensões normais na interface estrutura/aterro.

A partir da década de "60", diversos estudos foram desenvolvidos, utilizando o método dos elementos finitos, com a finalidade de determinar com maior acurácia os valores e distribuição dos esforços transferidos à face externa de estruturas enterradas pelo aterro que as envolve.

Em 1967, após 3 anos de estudos, é publicado por Brown [004] o resultado das análises numéricas efetuadas em uma estrutura rígida, de forma semi-elíptica, assente em rocha sob aproximadamente 60 metros de aterro.

Os estudos constaram de análise bidimensional em estado plano de deformações, adotando módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson constantes e independentes do estado de tensões.

As análises envolveram a avaliação da influência da presença de uma camada de maior compressibilidade, de aproximadamente 3,5 m de espessura, acima da estrutura, variando a relação entre os módulos de deformabilidade do



aterro e da intrusão mais compressível. Os resultados obtidos nas análises foram comparados aos valores de tensão total, registrados por 14 células de pressão total instaladas na face externa da estrutura, em duas seções.

Brown [004] constatou que a distribuição de tensões, nas laterais da estrutura, sofre pouca influência da variação dos módulos de deformabilidade da fundação, aterro e intrusão compressível; tendo os resultados, em todos os casos analisados, apresentado boa compatibilidade com os valores medidos.

Foi também observado por Brown, estarem as tensões, atuantes na abóbada da estrutura, sujeitas a notáveis variações em presença da intrusão compressível, apresentando severa redução de valores, o que confirma as observações de Marston quanto às falsas trincheiras.

Em 1968, juntamente com Green e Pawsey, Brown publica o resultado de análises numéricas [005], utilizando elementos finitos, de estrutura circular flexível, em aço, assente em fundação incompressível e sob aproximadamente 25 metros de aterro acima da qual foi colocada uma camada de material orgânico de maior compressibilidade, tendo obtido boa compatibilidade entre os valores registrados na instrumentação e os resultantes da análise numérica.

O comportamento do campo de tensões no material que envolve a estrutura enterrada flexível, em presença da intrusão de

material orgânico é semelhante ao observado para estruturas rígidas, descrito anteriormente, sendo a redução das tensões normais, no topo da estrutura, maior nos condutos flexíveis, e também maior o acréscimo de tensões nas laterais da estrutura.

Foi efetuado também estudo para avaliar as consequências da decomposição da camada de material orgânico, tendo sido constatada uma redução com a deteriorização do feno, no topo da estrutura, a quase zero das tensões normais atuantes.

Complementando seus estudos anteriores Brown publica, juntamente com Pawsey [006], análise da influência de métodos construtivos na distribuição de tensões em estruturas rígidas enterradas.

A análise efetuada foi bidimensional, considerando estado plano de deformações e módulo de deformabilidade bem como coeficiente de Poisson independentes das tensões atuantes.

Foi avaliada a influência da presença de uma camada mais compressível de aterro não compactado ou material orgânico, com aproximadamente 90 cm de espessura, acima da estrutura enterrada.

Em ambos os casos observou-se uma severa redução das tensões na abóbada da estrutura, em relação à distribuição obtida com aterro homogêneo, sendo tanto maior quanto mais compressível fosse o material de que se constitui tal

camada.

Outro método construtivo estudado foi o envolvimento da estrutura em material orgânico com diferentes espessuras, observou-se ser a forma da envoltória das tensões atuantes semelhante à obtida para aterro homogêneo, apresentando no entanto valores de tensão bastante inferiores, pouca variação havendo em função da espessura da camada envolvente da estrutura.

O trabalho de Brown e Pawsey [006] foi comentado por Spangler que afirmou nada haver "de novo sob o sol".

Abel, Mark e Richardson [001], publicaram em 1973, pesquisa sobre o comportamento de dutos elípticos flexíveis enterrados, comparando os resultados de análises numéricas, utilizando o método dos elementos finitos, com o observado em modelos óticos (fotoelásticos e interferômetro holográfico).

As pesquisas, além de demonstrarem a confiabilidade do método de análise numérica, permitiram concluir que o deslocamento relativo entre solo e estrutura, na superfície de contato entre os mesmos, é responsável por uma razoável redução das tensões normais atuantes na face externa da estrutura, confirmando também as observações de Marston quanto a ser a deformabilidade da estrutura determinante da magnitude das tensões normais atuantes, sendo tanto maiores quanto mais rígida for a estrutura.

O efeito de carregamentos, concentrados ou distribuídos, atuantes na superfície de aterros sobre estruturas rígidas enterradas à pequenas profundidades, bem como a influência da variação do coeficiente de Poisson na distribuição de tensões normais à estrutura, foram estudadas por Anand e publicadas em 1974 [002].

Os estudos efetuados demonstraram que carregamentos distribuídos, aplicados à distâncias maiores que três vezes o diâmetro da estrutura pouco ou nada alteram a distribuição de tensões; enquanto cargas concentradas aplicadas no eixo da estrutura apresentam efeito equivalente ao de um carregamento de mesma resultante distribuído ao longo do diâmetro da estrutura.

Quanto aos efeitos da variação do coeficiente de Poisson observou-se que o aumento do coeficiente de Poisson se reflete em aumento da magnitude das tensões normais atuantes nas laterais da estrutura.

Retroanálises de estrutura flexível assente em fundação indeformável, com 4.6 m de altura, enterrada sob 7.0 m de aterro, foram publicadas, em 1980, por Chang, Spinoza e Sellig [008].

O programa de elementos finitos, utilizado nos estudos, foi desenvolvido pelo Laboratório Naval de Engenharia Civil Americano denominado CANDE, que efetua análise bidimensional utilizando teoria de pequenas deformações e

considerando estado plano de deformações.

O comportamento do módulo de Young foi considerado como dependente da tensão vertical atuante e definido, em primeira aproximação, a partir dos ensaios de caracterização efetuados no aterro para controle da qualidade de execução do mesmo, tendo sido o coeficiente de Poisson assumido como constante e independente do estado de tensões.

Os resultados mostraram a inadequabilidade dos parâmetros adotados, procedendo-se então análises de ajuste de parâmetros com o objetivo de obter valores de deslocamento e deformação próximos dos registrados na instrumentação; ao final dos acertos de parâmetros, os deslocamentos e a tensão atuante no topo da estrutura obtidos nas análises, apresentaram-se satisfatórios enquanto as tensões atuantes na laterais da estrutura mostraram-se discrepantes.

Estudos complementares adotando módulo de Young constante igual ao valor médio da análise anterior, mostraram resultados muito semelhantes, o que levou a conclusão de que uma vez aferidos os parâmetros o modelo de comportamento pouco influencia o resultado da análise.

Estudos, publicados por Rude [029], em 1983, demonstraram a partir de comparações entre o comportamento, em laboratório, de estruturas cilíndricas rígidas assentes em fundação compressível, e o previsto através de análises

numéricas, serem os resultados obtidos utilizando o método dos elementos finitos confiáveis.

Foi também avaliada, nas análises de Rude, a localização e dimensões de uma intrusão de material de maior compressibilidade, para alcançar a máxima redução das tensões atuantes na estrutura enterrada, descrita no parágrafo anterior.

Quigley (1978), em sua tese de doutoramento, com base em análises bidimensionais utilizando o método dos elementos finitos, propõe um método de cálculo das tensões verticais e horizontais atuantes em estruturas retangulares enterradas.

O procedimento proposto por Quigley [027], permite determinar as tensões atuantes em função das relações geométricas da estrutura, da espessura do terreno compressível de fundação e do peso específico do aterro, enfatizando a concentração de tensões verticais junto à borda da estrutura e aumento das tensões horizontais a meia altura nas laterais da mesma.

Souza [035], em sua tese de mestrado (COPPE/UFRJ-1986), enfoca o comportamento de estrutura rígida sob aterro rodoviário, onde avalia o efeito de falsa trincheira, confirmando a eficácia de tal procedimento de execução.

### 11.3 ESTRUTURAS INSTRUMENTADAS

=====

O desenvolvimento de instrumentos denominados células de pressão total, que permitem medir a tensão atuante tanto em aterros como nas interfaces solo/estrutura, possibilitou, a partir do final da década de "50", a determinação do estado de tensões existente nas imediações de uma estrutura enterrada.

Os resultados obtidos em estruturas instrumentadas vieram a confirmar qualitativamente as observações de Marston e Spangler, quanto a ser o esforço atuante na estrutura enterrada função da flexibilidade e da deslocabilidade da mesma.

Os resultados e características das estruturas instrumentadas, encontradas na presente pesquisa, são sumarizados nas tabelas 2 e 3, respectivamente para estruturas enterradas em barragens e estruturas enterradas sob aterros viários e ferroviários.

TABELA 2 : GALERIAS INSTRUMENTADAS EM BARRAGENS

ESTRUTURA	CARACTERÍSTICAS							SIGV(topo)	PUBLICAÇÃO		OBSERVAÇÕES	
	FUNDAÇÃO	BARRAGEM	ESTRUTURA	FORMA	MATERIAL	DIM. MÁXIMAS			GAMA * H	AUTOR(ES)		ANO
		DESCRIÇÃO				ALTURA ACIMA DA ESTRUTURA	ALTURA					
BARRAGEM DE WINSAR (INGLATERRA)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com face de concreto asfáltico e altura máxima de 53,0 m .	53 m	ferradura	concreto	3,8 m	3,5 m	2,0	A.D.M.Penman , J.A.Charles , J.K.T.L.Nash , J.D.Humphreys	1975	Instrumentação : Nove células de pressão total no contato aterro/estrutura, em seção próxima ao eixo da barragem.	
BARRAGEM DE FRENCHMAN (Vertedor Tulipa)	ROCHA VULCANICA INTemperizada (indeformável)	Barragem com altura máxima de 40 metros ,em aterro homogêneo de argila arenosa, com dreno chaminé e tapete drenante. Aterro junto as células de pressão total executado com compactação manual.	30,5 m	ferradura	concreto	(*)	(*)	1,40	J.E.O'Rourke	1978	Instrumentação : Nove células de pressão total tipo Carlson, na interface aterro/estrutura.	
BARRAGEM DE HINZE (AUSTRÁLIA) (tomada d'água)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com núcleo argiloso , e altura máxima de 40,0 metros .	36 m	ferradura	concreto	6,0 m	6,0 m	(*)	P.T.W.Lun J.R.Enever J.M.Campbell S.D.Clamp	1987	Medições das tensões atuantes nas laterais da estrutura, efetuadas utilizando o método de fraturamento hidráulico.	
BARRAGEM DE ELANDSJAGT (ÁFRICA DO SUL)		Barragem em enrocamento com núcleo argiloso , e altura máxima de 75,0 metros .	70 m	ferradura	concreto	8,5 m	7,2 m	0,80	A.L.Helvi]]	1985	Instrumentação : Sete células de pressão total tipo Giotzel, na face externa da estrutura	
BARRAGEM DE TULLAROOP (AUSTRÁLIA)	ARENITO (indeformável)	Barragem em enrocamento com núcleo argiloso espesso, com altura máxima de aproximadamente 40,0 metros	21,3 m	ferradura	concreto	6,0 m	6,3 m	1,74	D.H.Trollope M.G.Speedie I.K.Lee	1963	Instrumentação : Oito seções instrumentadas ao longo de toda a galeria, totalizando 20 células de pressão total .	
BARRAGEM DE JACAREÍ (BRASIL-SP)	SOLO (deformável)	Barragem homogênea com dreno chaminé e tapete drenante horizontal, com altura máxima de 53,0 metros, assente sobre aterro compactado sobrejacente a solo residual e rocha muito decomposta.	44,0 m	trapézio	concreto	11,7 m	7,6 m	0,5 a 0,7	J.F.A.Silveira C.R.S.Martins R.L.Pinca A.Martins M.Ciparrone	1982	Instrumentação : 14 células de pressão total pneumáticas, 4 células de pressão total de corda vibrante tipo Mahak, em duas seções instrumentadas.	
BARRAGEM DE JAGUARI (BRASIL-SP)	ROCHA/ATERRO	Barragem homogênea com dreno chaminé e tapete drenante horizontal, com altura máxima de 56,0 metros, assente sobre aterro compactado em alguns trechos e sobre rocha em outros .	46 m	trapézio	concreto	9,0 m	10,9 m	0,9 a 1,2	J.F.A.Silveira C.R.S.Martins R.L.Pinca A.Martins M.Ciparrone	1982	Instrumentação : 16 células de pressão total pneumáticas, 4 células de pressão total de corda vibrante tipo Mahak, em duas seções instrumentadas.	
BARRAGEM DE WAMNBACH (R.F.DA ALEMANHA)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com revestimento betuminoso a montante, com 48 metros de altura máxima e taludes de montante e jusante de IV : 1,6H.	49,0 m	semi - elíptica	concreto	9,0 m	6,2 m	1,40	H.Bier D.Shade W.Lorenz	1979	Instrumentação : Duas seções instrumentadas	
BARRAGEM DE REJEITO NA ALEMANHA OCIDENTAL	ROCHA (indeformável)	Barragem para acumulação de rejeitos de mineração com vertedor tipo tulipa.		retangular	concreto	3,5 m	3,0 m	1,4 a 1,7	A.Blinde J.Brauns L.W.Zangl	1971		



TABELA 3 : ESTRUTURAS INSTRUMENTADAS SOB ATERROS

ESTRUTURA	FUNDAÇÃO	CARACTERÍSTICAS						SIGV(topo) GAMA * H	PUBLICAÇÃO		OBSERVAÇÕES
		BARRAGEM	ALTURA ACIMA DA ESTRUTURA	FORMA	MATERIAL	DIM. MÁXIMAS			AUTOR(ES)	ANO	
						ALTURA	LARGURA				
BUEIRO EM "LOS BANOS" (CALIFORNIA - USA)	ROCHA (indeformável)	Aterro compactado, com presença de camada de material orgânico (feno) 1,2 metros acima da estrutura com espessura de 3,35 metros e compressibilidade equivalente a um décimo da do restante do aterro.	61,0 m	semi-elíptica	concreto	3,0 m	3,6 m	0,50	C.B.Brown	1967	Instrumentação : Duas seções instrumentadas totalizando 14 células de pressão total tipo Carlson instaladas na interface solo/estrutura .
BUEIRO EM NEWTON CREEK (CALIFORNIA - USA)	ARENITO (indeformável)	Aterro compactado em areia siltosa ou argilosa, tendo sido a estrutura envolvida por aterro em material granular de maior rigidez com 1,8 metros de nas laterais e 0,90 metros de espessura acima da estrutura.	7,0 m	forma de omega	aço	4,6 m	7,9 m	0,30	E.T.Selig C.W.Lockhart R.W.Lautensleger C.S.Chang J.M.Espinoza E.T.Selig	1979 1980	Instrumentação Células de pressão total instaladas no aterro próximas a estrutura .
ESTRUTURA ENTERRADA EM APPLE CANYON (USA)	ROCHA (INDEFORNÁVEL)	Aterro compactado, sendo a estrutura envolvida por aterro estrutural de maior rigidez.	49,0 m 21,0 m	circular	aço	2,75 m	2,75 m	0,86 0,82	R.E.Davis A.E.Bacher	1968	Duas seções instrumentadas com alturas de aterro diferentes
ESTRUTURA ENTERRADA EM CHAD CREEK (USA)	ROCHA (INDEFORNÁVEL)	Aterro compactado, com presença de camada de material orgânico (feno), de 1,5 metros de espessura acima do aterro estrutural de maior rigidez que envolve a estrutura.	27,0 m 24,7 m 23,3 m	circular	aço	2,9 m	2,9 m	0 0,44 0,45	R.E.Davis A.E.Bacher C.B.Brown D.R.Green S.Pawsey	1968 1968	Instrumentação Células de pressão total tipo Carlson, instaladas no aterro a 15 cm da estrutura em tres seções .
ARCO NO RESERVATÓRIO DE SAN LUIS	ATERRO COMPACTADO (grau de compactação = 95%)	Estrutura envolvida por aterro estrutural de maior rigidez, acima do qual foi executada uma camada, mista de material orgânico e aterro não compactado de menor compressibilidade, com 3,0 m de espessura.	61,0 m	ferradura	concreto	2,6 m	3,0 m	0,44	R.E.Davis A.E.Bacher	1960	Constatou-se uma relação linear entre as tensões e a altura de aterro sobre a estrutura.
BUEIRO EM POSEY CANYON (CALIFORNIA - USA)	ROCHA (INDEFORNÁVEL)	Aterro executado com diferentes técnicas construtivas, para avaliar a influência do procedimento executivo nas tensões atuantes na estrutura enterrada. SEÇÕES 1,2,3 e 7 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura. SECAO 4 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material não compactado com 90 cm de espessura acima de tal aterro. SECAO 5 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material orgânico com 50 cm de espessura acima de tal aterro. SECAO 6 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material orgânico com 120 cm de espessura acima de tal aterro.	(1) 16 m (2) 20,5 m (3) 23 m (7) 73 m (4) 45 m (5) 73 m (6) 73 m	semi-elíptica	concreto	2,45 m	2,9 m	(1) 1,03 (2) 1,13 (3) 1,24 (7) 0,85 (4) 1,05 (5) 0,45 (6) 0,05	R.E.Davis A.E.Bacher	1968	Foram efetuados estudos teóricos, utilizando o método dos elementos finitos por S.Pawsey e C.B.Brown da Universidade de Berkeley
METRÔ DE SÃO PAULO	SOLO	Aterro de preenchimento compactado.	11,4 m	retangular	concreto	6,1 m	10,0 m	1,3 a 1,6	P.S.Dibb M.C.R.Martins	1974	Instrumentação : Tres seções instrumentadas
BUEIRO EM RODOVIA NO PANAMA	ROCHA POUCO ALTERADA	Aterro em enrocamento (arenito), tendo sido a estrutura envolvida por aterro argiloso compactado	15,0 m	retangular	concreto	3,3 m	2,7 m	1,8	Singer	1948	Extensão da estrutura de 240,0 metros.

## CAPÍTULO III

## PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO

=====

O programa "FEADAM", utilizado como ferramenta nas análises apresentadas neste trabalho, foi desenvolvido por J. M. Duncan, K. S. Wong e Y. Osawa [014], na Universidade de Berkeley em 1980, e adaptado para utilização em microcomputador PC-compatível.

O programa, em questão, efetua análise estática e bidimensional de tensões e deformações de barragens de terra e enrocamento, através do método dos elementos finitos, simulando a sequência executiva do aterro através de camadas incrementais de carregamento.

O modelo de comportamento do material adotado no programa, cuja formulação é apresentada no capítulo IV, foi desenvolvido por Duncan et al. [015], e assume variação hiperbólica do módulo de Young ( $E$ ), definindo o coeficiente de Poisson a partir da relação entre o módulo de deformabilidade tangente ( $E$ ) e o módulo de deformabilidade volumétrica ("Bulk modulus -  $B$ ).

A não linearidade das propriedades do material é reproduzida através do procedimento incremental de carregamento, onde os parâmetros são lineares em cada incremento, calculados a partir das tensões atuantes no elemento.

A análise considera o material isotrópico e em estado plano de deformações, sendo a relação incremental tensão-deformação, em tais condições definida por :

$$\begin{pmatrix} \Delta \text{sigx} \\ \Delta \text{sigy} \\ \Delta \text{tauxy} \end{pmatrix} = \frac{3B}{3B - E} * \begin{pmatrix} (3B + E), (3B - E), 0 \\ (3B - E), (3B + E), 0 \\ 0, 0, E \end{pmatrix} * \begin{pmatrix} \Delta \text{epsx} \\ \Delta \text{epsy} \\ \Delta \text{gamaxy} \end{pmatrix}$$

onde :

- $\Delta \text{sigx}$  = incremento de tensão horizontal
- $\Delta \text{sigy}$  = incremento de tensão vertical
- $\Delta \text{tauxy}$  = incremento de tensão cisalhante no plano xy
- $\Delta \text{epsx}$  = incremento de deformação específica horizontal
- $\Delta \text{epsy}$  = incremento de deformação específica vertical
- $\Delta \text{gamaxy}$  = incremento de deformação específica cisalhante no plano xy
- $E$  = módulo de Young
- $B$  = módulo de deformabilidade volumétrica ( "Bulk modulus" )

O incremento de carga pode representar tanto a execução de uma camada do aterro, como a aplicação de sobrecargas após o término da construção.

Cada incremento de carga é analisado duas vezes, inicialmente utilizando parâmetros obtidos a partir das tensões atuantes no elemento no início do carregamento e, na segunda vez, utilizando valores baseados na média das

tensões durante o incremento. As variações de tensões, deformações e deslocamentos, resultantes do carregamento analisado são acrescidas, ao término da análise, aos valores do início do incremento.

Durante a análise de cada incremento de carga, todo elemento é verificado quanto à ruptura por tração ou cisalhamento, sendo avaliado também se o elemento se encontra em estado de carregamento primário, descarregamento elástico ou recarregamento.

Cada uma dessas verificações, e implicações decorrentes das mesmas, é descrita a seguir :

**RUPTURA POR TRAÇÃO :** Ocorre quando a tensão principal menor ( $\sigma_3$ ) é negativa. Na primeira iteração, o valor do módulo de deformabilidade volumétrica ( $B$ ) é calculado assumindo para  $\sigma_3$  valor equivalente a 3% da pressão atmosférica. Caso persista, ao final da primeira iteração, valores negativos da tensão principal menor, o valor do módulo de deformabilidade volumétrica é reduzido à centésima parte de valor adotado na iteração anterior. Em ambas as iterações o módulo de Young equivale à 1% do módulo de deformabilidade volumétrica.

**RUPTURA POR CISALHAMENTO :** Ocorre quando a mobilização de tensões em um elemento, excede 95% da resistência ao cisalhamento do material de que se constitui o elemento.

CARREGAMENTO PRIMÁRIO : É considerado carregamento primário quando o nível de tensões mobilizadas é inferior a 95% da resistência ao cisalhamento do material e superior ao nível máximo de mobilização de tensões atingido anteriormente no elemento, sendo o valor da tensão principal menor maior que 3% da pressão atmosférica. Caso o material tenha coesão nula e  $\sigma_3$  positiva, porém inferior a 3% da pressão atmosférica, os parâmetros são calculados considerando  $\sigma_3 = 0.03 \cdot p_{atm}$ .

DESCARREGAMENTO/RECARREGAMENTO : Valores do módulo de Young correspondentes ao descarregamento/recarregamento são utilizados quando o nível de mobilização de tensões recai abaixo de 95 % do máximo anteriormente atingido, sendo tal valor utilizado apenas na segunda iteração, sendo adotados valores de carregamento primário na iteração inicial.

Os dados de entrada necessários à execução do programa são:

- dados da malha de elementos finitos adotada : número de elementos, número de nós, quantidade de elementos e nós da fundação, quantidade de elementos e nós pré-existent e quantidade de materiais diferentes constituintes da malha definida.
- definição da sequência executiva a ser simulada : número de camadas construtivas e quantidade de carregamentos pós-construtivos.
- parâmetros dos materiais de que se constitui a estrutura a ser analisada.
- coordenadas e condições de contorno (graus de liberdade) dos nós.
- definição dos elementos: nós que o delimitam e material de que se constitui.

- definição das camadas incrementais : elementos e nós a serem acrescentados, e nós que definem a superfície acrescentada.
- relação dos elementos e nós pré-existentes.
- valores iniciais de tensão, deformação e deslocamento nos elementos e nós pré-existentes.
- definição das camadas, nós e elementos de fundação.
- dados dos carregamentos pós-constructivos

A definição da malha de elementos finitos será função da geometria da seção, da sequência executiva estabelecida, e da distribuição de materiais prevista.

Qualquer que seja a divisão em elementos adotada, o procedimento básico de numeração de nós e elementos obedece a critérios rígidos que têm como finalidade reduzir ao mínimo a largura de banda agilizando o processamento.

A numeração dos nós é efetuada sequencialmente no sentido positivo de ordenadas e abscissas, procedimento idêntico sendo adotado na numeração dos elementos nas camadas.

O programa foi desenvolvido para elementos trapezoidais (formados por 4 nós) no entanto admite a utilização de elementos triangulares, bastando definir tais elementos utilizando 4 pontos nodais com repetição do último nó da sequência de numeração.

O programa possui uma rotina de geração automática de nós, desde que estejam igualmente espaçados tanto vertical como horizontalmente, bastando fornecer as coordenadas do

primeiro e do último nó.

Também é possível gerar automaticamente elementos desde que todos, inclusive os limítrofes, sejam trapezoidais e constituídos do mesmo material, sendo necessário definir apenas o primeiro e o último elemento da sequência.

A definição dos graus de liberdade de cada nó consiste em estabelecer se o ponto nodal pode ou não se deslocar nas direções "x" e "y".

Os nós pertencentes ao contorno indeformável (rocha) devem ser definidos como indeslocáveis tanto na direção "x" como na direção "y".

A análise pode ser efetuada considerando a simetria da estrutura, neste caso os nós pertencentes ao eixo de simetria têm deslocamento vertical livre e deslocamento horizontal restrito. É possível vincular os deslocamentos de um elemento aos de outro de numeração inferior, bastando para isso que nos campos destinados às condições de contorno seja colocado um número inteiro igual ao número do nó ao qual deverá ser vinculado acrescido de 1000. Pode-se vincular o deslocamento em apenas uma das direções ou em ambas conforme seja necessário.

O programa aceita a definição de dois tipos de comportamento para os materiais: comportamento elástico linear e comportamento hiperbólico dependente das tensões

atuantes.

O programa pode ser utilizado para analisar tanto maciços assentes em material indeformável como compressível.

As camadas de fundação precisam ser definidas como horizontais em função do procedimento (interno do programa) de cálculo das tensões iniciais em tais elementos, onde a tensão vertical é igual ao peso de terra no centro do elemento, a tensão horizontal é obtida multiplicando-se a tensão vertical por  $K_0$ , e a tensão cisalhante admitida nula; sendo também assumidos como nulos os deslocamentos dos nós da fundação e as deformações específicas dos elementos de fundação.

No caso em que seja necessário definir camadas de fundação não horizontais, utiliza-se o artifício de definir a fundação como elementos pré-existentes, sendo nesse caso preciso calcular manualmente as tensões iniciais em tais elementos.

Nos casos em que o aterro estiver assente sobre fundação compressível torna-se necessário definir elementos de fundação além dos " off-sets " do aterro, até uma distância equivalente a no mínimo três vezes a espessura da fundação compressível.

A parte pré-existente de uma estrutura pode estar tanto abaixo do aterro, como adjacente e até no interior do



mesmo, podendo constituir-se de uma ou mais partes.

As tensões iniciais nos elementos pré-existentes devem ser fornecidas no arquivo de dados de entrada, podendo ser resultantes de análise anterior. As deformações e deslocamentos podem ser assumidos como nulos, ou fornecidos como dados de entrada, de acordo com a variável de controle definida na entrada de dados, no caso de serem fornecidos os deslocamentos e deformações estes também podem ser resultantes de análise precedente. A definição das camadas incrementais não precisa ser obrigatoriamente horizontal, desde que dentro de uma camada a numeração de nós e elementos seja sequencial.

A superfície da camada construtiva é definida por no mínimo dois e no máximo dez pontos nodais conforme a necessidade do usuário.

A superfície é assumida como horizontal, à esquerda do primeiro e a direita do último nó que definem a superfície incremental. Entre os pontos que a definem, a superfície é considerada como uma linha reta.

O carregamento correspondente a uma camada incremental é simulado através da aplicação de forças nodais, equivalentes ao peso dos elementos acrescentados.

A tensão vertical inicial atuante nos elementos da camada acrescida é equivalente ao peso de terra no centro do

elemento, e a tensão horizontal é assumida como o produto da tensão vertical pelo coeficiente de relação de tensões " $K_0$ ".

Os nós superiores, da última camada incremental, são considerados como indeslocáveis, ou seja, as posições de tais nós, imediatamente após a execução da camada, servem como referência para a avaliação dos deslocamentos da camada devido aos carregamentos subsequentes.

Nos elementos pertencentes à camada acrescentada, as deformações também são consideradas nulas, servindo como referência para as deformações decorrentes dos carregamentos posteriores. O programa admite o acréscimo de mais de uma camada de elementos por vez, no entanto é importante observar que resultados mais precisos serão obtidos com o acréscimo de uma camada de cada vez.

Carregamentos após o término da execução do aterro, tais como: sobrecarga na crista devida à tráfego de veículos, cargas de água no talude de montante quando do enchimento do reservatório e etc, podem ser simuladas através da aplicação de cargas nodais concentradas ou carregamentos distribuídos na face de elementos.

Não existe limite na quantidade de forças nodais concentradas ou cargas distribuídas de um carregamento pós-construtivo, assim como não existe limite para o número de carregamentos pós-construtivos.

O programa imprime, para cada análise, todos os dados de entrada de maneira a permitir avaliar, juntamente com os resultados, a geometria e sequência de carregamentos que os gerou.

São impressos, ao final da análise:

- ENTRADA -
  - dados de controle
  - parâmetros dos materiais
  - coordenadas e graus de liberdade dos nós
  - definição dos elementos e coordenadas dos centros dos elementos
  - numeração das equações
  - camadas incrementais
  - elementos pré-existentes
  - carregamentos pós-construtivos
  
- SAÍDA -
  - valores iniciais de tensões, módulos de Young e de deformabilidade volumétrica.
  - cargas nodais.
  - deslocamentos incrementais e acumulativos dos nós.
  - módulos de Young e de deformabilidade volumétrica, coeficiente de Poisson, deformações específicas (horizontal, vertical, cisalhante no plano xy, nas direções principais 1 e 3, cisalhante máxima, e volumétrica).
  - tensões: horizontal, vertical, cisalhante no plano xy, principais 1 e 3, e cisalhante máxima.
  - ângulo com a horizontal dos eixos principais 1 e 3, relação entre as tensões principais 1 e 3, relação entre a tensão cisalhante no plano xy e a tensão vertical, nível de mobilização de tensões ao término do incremento, e nível máximo de mobilização de tensões atingido na análise.

## CAPÍTULO IV

## MODELO DE COMPORTAMENTO DO MATERIAL

=====

O comportamento tensão deformação dos materiais é definido por modelo desenvolvido por Duncan e al (015) especificamente para aplicação em análises incrementais não lineares de tensões e deformações em solos.

O modelo de comportamento adotado neste programa, é definido pela formulação que se segue:

$$E_t = K * Patm * \left( \frac{\sigma_3}{Patm} \right)^n * \left( 1 - \frac{R_f * (1 - \sin \phi) * (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c * \cos \phi + \sigma_3 * \sin \phi)} \right)^2$$

onde :

- E<sub>t</sub> = módulo de Young
- K = coeficiente de deformabilidade
- n = expoente de deformabilidade
- R<sub>f</sub> = razão de ruptura
- Patm = pressão atmosférica
- σ<sub>1</sub> = tensão principal maior
- σ<sub>3</sub> = tensão principal menor
- φ = ângulo de atrito
- c = coesão

$$E_{ur} = K_{ur} * Patm * \left( \frac{\sigma_3}{Patm} \right)^n$$

onde :

- E<sub>ur</sub> = módulo de Young no descarregamento/re-carregamento
- K<sub>ur</sub> = coeficiente de deformabilidade no descarregamento/re-carregamento
- n = expoente de deformabilidade
- Patm = pressão atmosférica
- σ<sub>3</sub> = tensão principal menor

$$B = K_b * Patm * \left( \frac{\sigma_3}{Patm} \right)^m$$

onde :

- B = módulo de deformabilidade volumétrica (Bulk modulus)
- K<sub>b</sub> = coeficiente de deformabilidade volumétrica
- m = expoente de deformabilidade volumétrica
- Patm = pressão atmosférica
- σ<sub>3</sub> = tensão principal menor

$$G.Poisson = \frac{3B - E}{6B}$$

onde

- B = módulo de deformabilidade volumétrica
- E = módulo de Young

Os coeficientes e expoentes das fórmulas apresentadas são adimensionais, ou seja, têm mesmo valor qualquer que seja o sistema de unidades, ficando a dimensão definida pela pressão atmosférica (Patm).

O programa admite a adoção de envoltória de resistência curva, sendo a resistência ao cisalhamento do material definida pela formulação abaixo.

$$\sigma = \sigma(\text{Inicial}) - \Delta\sigma * \log(\sigma_3/Patm)$$

$$c = 0$$

onde —  $\phi$  = ângulo de atrito do material em determinada  
tensão principal menor

$\phi(\text{inicial})$  = ângulo de atrito para  $\text{sig3} = \text{Patm}$

$\Delta\phi$  = decréscimo do ângulo de atrito a cada  
ciclo logarítmico da tensão principal  
menor.

O programa aceita a adoção de modelo elástico linear,  
para tanto bastando que os parâmetros de deformabilidade  
sejam definidos da seguinte maneira:

$$K = \frac{E}{\text{Patm}} \quad (E = \text{constante})$$

$$K_{ur} = K$$

$$n = 0$$

$$R_f = 0$$

O programa admite também coeficiente de Poisson constante,  
para tanto bastando que os parâmetros de deformabilidade  
volumétrica sejam definidos da seguinte maneira:

$$B = \frac{E}{(6 * C.\text{Poisson} - 3)}$$

$$K_b = \frac{B}{\text{Patm}} \quad (B = \text{constante})$$

## CAPÍTULO V

## ESTUDOS EFETUADOS

=====

Objetivando atingir as metas a que se propõe esse trabalho, foram estudadas duas galerias rígidas no interior de maciços de terra e terra e enrocamento.

A escolha das duas estruturas deu-se por estarem ambas instrumentadas com células de pressão total na interface estrutura/aterro, permitindo assim determinar a validade dos estudos e a confiabilidade dos resultados obtidos.

Na tabela 4 são apresentadas as principais características das estruturas estudadas e do maciço que as envolve.

A barragem de Tullaroop apresenta seção em enrocamento com núcleo argiloso espesso, enquanto a de Jacaré apresenta seção homogênea, permitindo assim avaliar a influência da presença de materiais de diferentes deformabilidades na distribuição transversal de tensões verticais no topo da galeria.

Também quanto à geometria da estrutura, os casos estudados representam aspectos completamente distintos, enquanto a galeria de Tullaroop tem forma arredondada (ferradura), o que significa uma distribuição de tensões sem descontinuidades, a galeria de Jacaré apresenta arestas vivas que representam pontos de concentração de esforços

cisalhantes e descontinuidade na distribuição de tensões.

A galeria de Tullaroop está assente em rocha indeformável, enquanto a galeria de Jacaré está assente em terreno compressível, permitindo assim a avaliação da influência da deformabilidade da fundação na transferência de tensões à estrutura enterrada.

Ambas as estruturas estudadas são de concreto armado, o que as torna elementos indeformáveis em relação ao material do aterro.



TABELA 4 : CARACTERÍSTICAS DAS GALERIAS ESTUDADAS

BARRAGEM						GALERIA				
NOME	LOCAL	PERÍODO CONSTRUTIVO	TIPO	ALTURA (m)		DIMENSÕES (m)		FORMA	MATERIAL	FUNDAÇÃO
				MÁXIMA	ACIMA DA ESTRUTURA	PROJEÇÃO VERTICAL	LARGURA MÁXIMA			
TULLAROOP	AUSTRÁLIA	58 - 62	ENROCAMENTO COM NÚCLEO IMPERMEÁVEL ESPESSO	46 m	21.3 m	6.0 m	6.3 m	FERRADURA	CONCRETO ARMADO	INDEFORMÁVEL
JACAREÍ	BRASIL (SP)	79 - 81	HOMOGÊNEA	63 m	44.0 m	10.9 m	7.6 m	TRAPEZOIDAL	CONCRETO ARMADO	DEFORMÁVEL

## CAPÍTULO VI

## BARRAGEM DE TULLAROOP

=====

A barragem de Tullaroop, cuja finalidade é o abastecimento de água, localiza-se na Austrália, e consiste de uma estrutura de barramento com espaldares em enrocamento e núcleo argiloso espesso, estando a estrutura vertente situada fora do maciço, em canal escavado na ombreira direita.

A captação de água é feita através de estrutura de tomada d'água, localizada à meia encosta, também na ombreira direita, da qual é parte integrante uma galeria em concreto armado, moldado "in situ" em forma de ferradura, com altura e largura máximas de 6,0 e 6,4 metros respectivamente, a qual atravessa a barragem perpendicularmente ao eixo da mesma.

Objetivando o acompanhamento das tensões transferidas à galeria de adução, pelo aterro da barragem, foram instaladas, na face externa da estrutura, células de pressão total em oito seções ao longo da galeria. Três dessas seções foram instrumentada ao redor da estrutura a cada 45°, e nas demais apenas no topo.

A construção da barragem teve início em janeiro de 1958, estando concluída em abril de 1959.

O acompanhamento dos valores registrados pelas células de pressão total iniciou-se em janeiro de 1959, quando o

aterro atingiu a cota do topo da galeria e estendeu-se até novembro de 1962; tendo sido efetuados registros diários durante o período construtivo e nos três meses subsequentes, sendo, nos 12 meses seguintes, os registros efetuados a cada duas semanas, prosseguindo, daí em diante com leituras mensais.

O comportamento das células de pressão total, durante o período construtivo, mostrou-se consistente com a subida do aterro, permanecendo, a maioria das células, operantes durante o enchimento do reservatório.

A instrumentação registrou, ao término da execução do aterro, no topo da estrutura, valores de tensão variando entre 1,5 e 2,9 vezes o peso de terra acima da galeria.

Esse trabalho teve como principal objetivo, simular, através do método dos elementos finitos, a sequência executiva do aterro procurando obter valores teóricos que se aproximem ou pelo menos justifiquem os valores registrados pela instrumentação ao término da construção.

#### VI.1 ANÁLISES TRANSVERSAIS

=====

Os estudos constaram de análises de seção transversal pelo eixo da galeria, efetuadas tanto com modelo de comportamento hiperbólico como com modelo elástico linear, para determinação da distribuição transversal de tensões no topo da galeria, tendo sido também avaliada a influência da variação do módulo de Young e do coeficiente de Poisson em tal distribuição.

A barragem de Tullaroop, no trecho sobre a galeria de adução, tem altura de 27,7 metros, o que significa uma espessura de aterro da ordem de 21,3 metros acima da estrutura, a seção da estrutura de barramento considerada nas análises transversais assim como a localização das células de pressão total instaladas no topo da estrutura efetuadas são apresentadas na figura 8, a seguir.

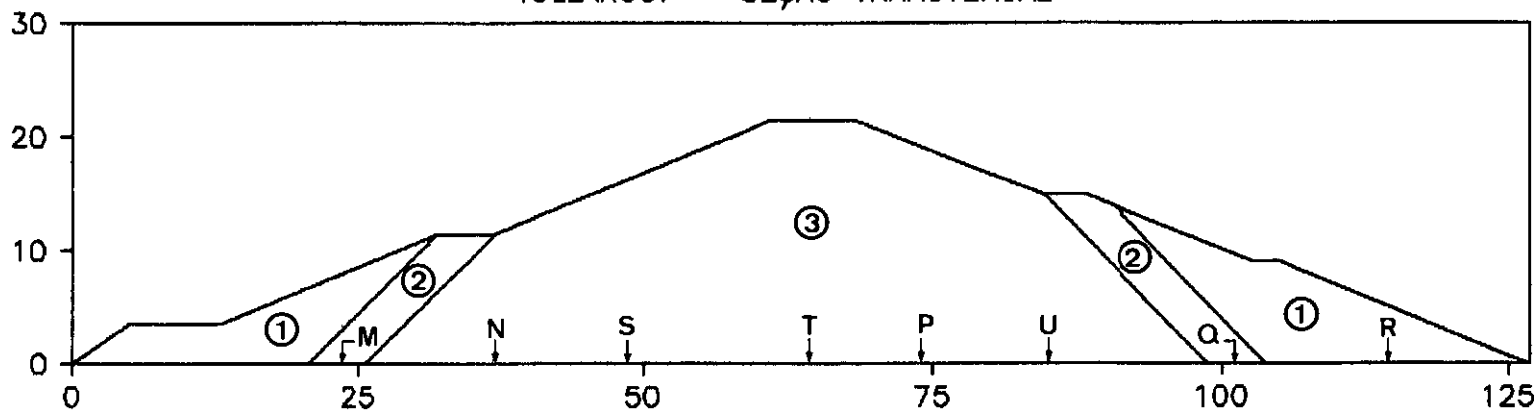
A galeria de adução encontra-se assente em rocha pouco alterada (intercalações de arenito, siltito, argilito e folhelho), tendo sido, a rocha, considerada como indeslocável, assim como também a estrutura em concreto armado foi admitida como indeformável.

A malha de elementos finitos adotada nas análises numéricas efetuadas, a qual é apresentada na figura 9, constou de 206 elementos e 227 nós, tendo sido a construção simulada em 10 camadas de espessura crescente, com o objetivo de concentrar informações na área de interesse, ou seja na base do aterro que corresponde à interface solo/estrutura indeformável.

Foram efetuadas, no total, oito análises transversais, sendo cinco com modelo de comportamento elástico linear e três com modelo hiperbólico, cujas características são resumidas na tabela 5.

Os parâmetros adotados basearam-se em valores fornecidos, pela literatura existente sobre o assunto, para materiais de características semelhantes, uma vez que o artigo [038] em que se baseou este estudo não fornecia os dados dos materiais utilizados na construção do maciço.

TULLAROO - SEÇÃO TRANSVERSAL



CONVENÇÃO :

1. ENROCAMENTO
2. TRANSIÇÃO - AREIA
3. MATERIAL IMPERMEÁVEL (NÚCLEO)

FIG. 8 BARRAGEM DE TULLAROO  
SEÇÃO TRANSVERSAL  
SEM ESCALA

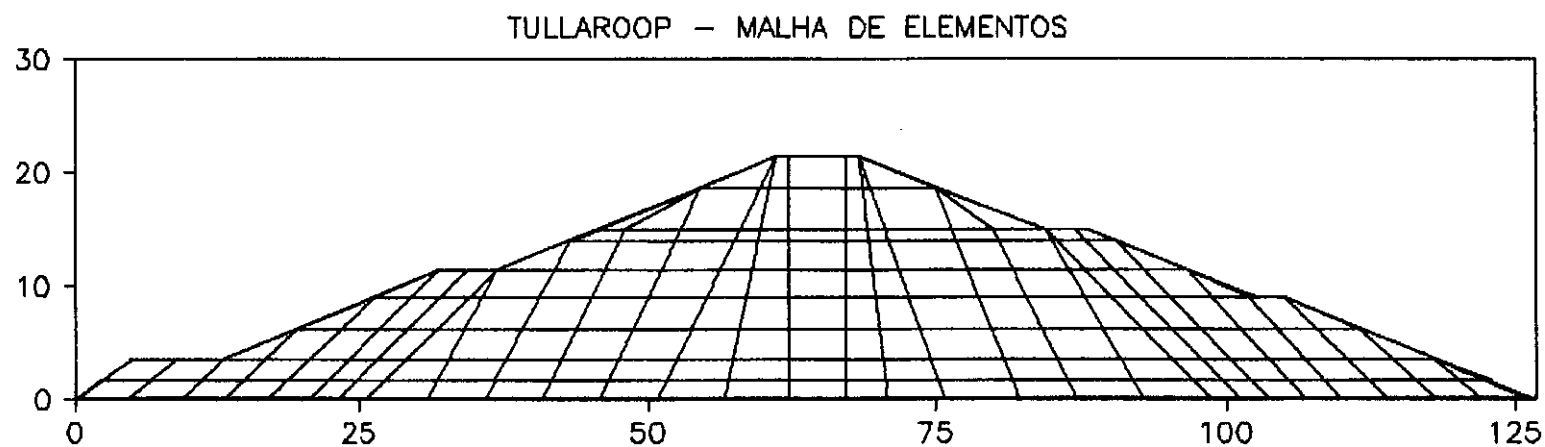


FIG. 9 BARRAGEM DE TULLAROOOP  
SEÇÃO TRANSVERSAL  
MALHA DE ELEMENTOS FINITOS  
SEM ESCALA

TABELA 5 : BARRAGEM DE TULLAROO

RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES TRANSVERSAIS EFETUADAS

CASOS ESTUDADOS		FAIXA DE TENSÕES (kPa)	PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE					
MODELO DE COMPORTAMENTO	VALORES DOS PARÂMETROS		MÓDULO DE YOUNG (kPa)			COEFICIENTE DE POISSON		
			ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	NÚCLEO	ENROCAMENTO	TRANSIÇÃO	NÚCLEO
ELÁSTICO LINEAR	MÍNIMOS	100 A 1.000	20.000	30.000	10.000	0,20	0,20	0,20
	MÉDIOS	100 A 1.000	30.000	45.000	20.000	0,15	0,15	0,15
		100 A 1.000	30.000	45.000	20.000	0,20	0,20	0,20
		100 A 1.000	30.000	45.000	20.000	0,25	0,25	0,25
	MÁXIMOS	100 A 1.000	40.000	60.000	30.000	0,20	0,20	0,20
HIPERBÓLICO	MÍNIMOS	100 A 1.000	5.000 A 10.000	5.000 A 10.000	2.500 A 7.500	0,20 A 0,35	0,20 A 0,35	0,30 A 0,45
	MÉDIOS	100 A 1.000	15.000 A 30.000	20.000 A 45.000	10.000 A 30.000	0,10 A 0,30	0,10 A 0,30	0,30 A 0,35
	MÁXIMOS	100 A 1.000	30.000 A 90.000	30.000 A 90.000	20.000 A 60.000	0,05 A 0,20	0,05 A 0,20	0,25 A 0,30

OBSERVAÇÃO : Os parâmetros das análises com modelo hiperbólico foram obtidos com base na formulação apresentada no capítulo 4, adotando-se a simplificação de considerar  $\sigma_3 = K_0 \times \sigma_1$ .

Os valores adotados para os coeficientes e expoentes que definem, no programa de elementos finitos utilizado, o comportamento dos materiais são apresentados na tabela 6.

## VI.2 ANÁLISES LONGITUDINAIS =====

Os estudos constaram de análises longitudinais pelo eixo da estrutura de barramento, efetuadas tanto com modelo de comportamento hiperbólico como com modelo elástico linear, para determinação da distribuição de tensões em torno da galeria, tendo sido avaliada a influência da deformabilidade da estrutura, e da irregularidade do terreno de fundação em tal distribuição, assim como a perturbação provocada pela presença do elemento rígido no campo de tensões estabelecido no maciço compressível.

A galeria de adução foi executada em nicho trapezoidal escavado em rocha, à meia encosta, na ombreira direita, estando a estrutura sob aproximadamente 21,3 metros de aterro compactado, tendo sido a rocha considerada como indeselocável.

Os estudos restringiram-se à região em torno da galeria, cuja geometria assim como a localização dos instrumentos são apresentadas na figura 10, com dimensão equivalente a 7 vezes o diâmetro da mesma, utilizando-se o artifício de considerar as fronteiras laterais indeselocáveis na horizontal e deslocaíveis na vertical, uma vez que uma análise longitudinal completa pelo eixo da barragem demandaria um número exorbitante de elementos não



TABELA 6 - BARRAGEM DE TULLAROP  
PARÂMETROS FORNECIDOS AO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO NAS ANÁLISES

CASOS ESTUDADOS		MATERIAL	GAMA (kN/m <sup>3</sup> )	MÓDULO DE YOUNG				BULK MODULUS		RESISTÊNCIA			Ko
MODELO DE COMPORTAMENTO	VALORES DOS PARÂMETROS			K	Kur	n	Rf	Kb	m	c (kPa)	FI(α) (graus)	Δ FI (graus)	
ELÁSTICO LINEAR	MÍNIMOS	enrocamento	21.2	197.24	197.40	0	0	109.58	0	0.0	33.0	3.0	0.4
		transição	21.2	295.86	295.86	0	0	164.37	0	0.0	33.0	3.0	0.4
		núcleo	18.9	98.62	98.20	0	0	54.80	0	9.6	33.0	0.0	0.4
	MÉDIOS (CP = 0,15)	enrocamento	22.0	295.86	295.86	0	0	140.89	0	0.0	36.0	5.0	0.5
		transição	23.0	443.79	443.79	0	0	211.33	0	0.0	39.0	7.0	0.5
		núcleo	20.5	197.24	197.24	0	0	93.92	0	19.2	33.0	0.0	0.5
	MÉDIOS (CP = 0,20)	enrocamento	22.0	295.86	295.86	0	0	164.37	0	0.0	36.0	5.0	0.5
		transição	23.0	443.79	443.79	0	0	246.55	0	0.0	39.0	7.0	0.5
		núcleo	20.5	197.24	197.24	0	0	109.58	0	19.2	33.0	0.0	0.5
	MÉDIOS (CP = 0,25)	enrocamento	22.0	295.86	295.86	0	0	197.24	0	0.0	36.0	5.0	0.5
		transição	23.0	443.79	443.79	0	0	295.86	0	0.0	39.0	7.0	0.5
		núcleo	20.5	197.24	197.24	0	0	131.49	0	19.2	33.0	0.0	0.5
	MÁXIMOS	enrocamento	23.6	394.50	394.50	0	0	219.70	0	0.0	42.0	9.0	0.6
		transição	23.6	591.70	591.70	0	0	328.72	0	0.0	42.0	9.0	0.6
		núcleo	21.2	295.90	295.90	0	0	164.39	0	24.0	33.0	0.0	0.6
HIPERBÓLICO	MÍNIMOS	enrocamento	21.2	200.00	400.00	0.4	0.7	50.00	0.2	0.0	33.0	3.0	0.4
		transição	21.2	200.00	400.00	0.4	0.7	50.00	0.2	0.0	33.0	3.0	0.4
		núcleo	18.9	100.00	200.00	0.4	0.7	50.00	0.2	9.6	33.0	0.0	0.4
	MÉDIOS	enrocamento	22.0	300.00	450.00	0.4	0.7	75.00	0.2	0.0	36.0	5.0	0.5
		transição	23.0	450.00	675.00	0.4	0.7	125.00	0.2	0.0	39.0	7.0	0.5
		núcleo	20.5	200.00	300.00	0.4	0.7	100.00	0.2	19.2	33.0	0.0	0.5
	MÁXIMOS	enrocamento	23.6	600.00	750.00	0.4	0.7	175.00	0.2	0.0	42.0	9.0	0.6
		transição	23.6	600.00	750.00	0.4	0.7	175.00	0.2	0.0	42.0	9.0	0.6
		núcleo	21.2	400.00	500.00	0.4	0.7	200.00	0.2	24.0	33.0	0.0	0.6

permitindo o detalhamento necessário nas imediações da estrutura.

A malha de elementos finitos adotada nas análises numéricas efetuadas, a qual é apresentada na figura 11, constou de 360 elementos e 377 nós, tendo sido a construção simulada em 11 camadas de espessura crescente, com o objetivo de concentrar informações na área de interesse, ou seja em torno da galeria.

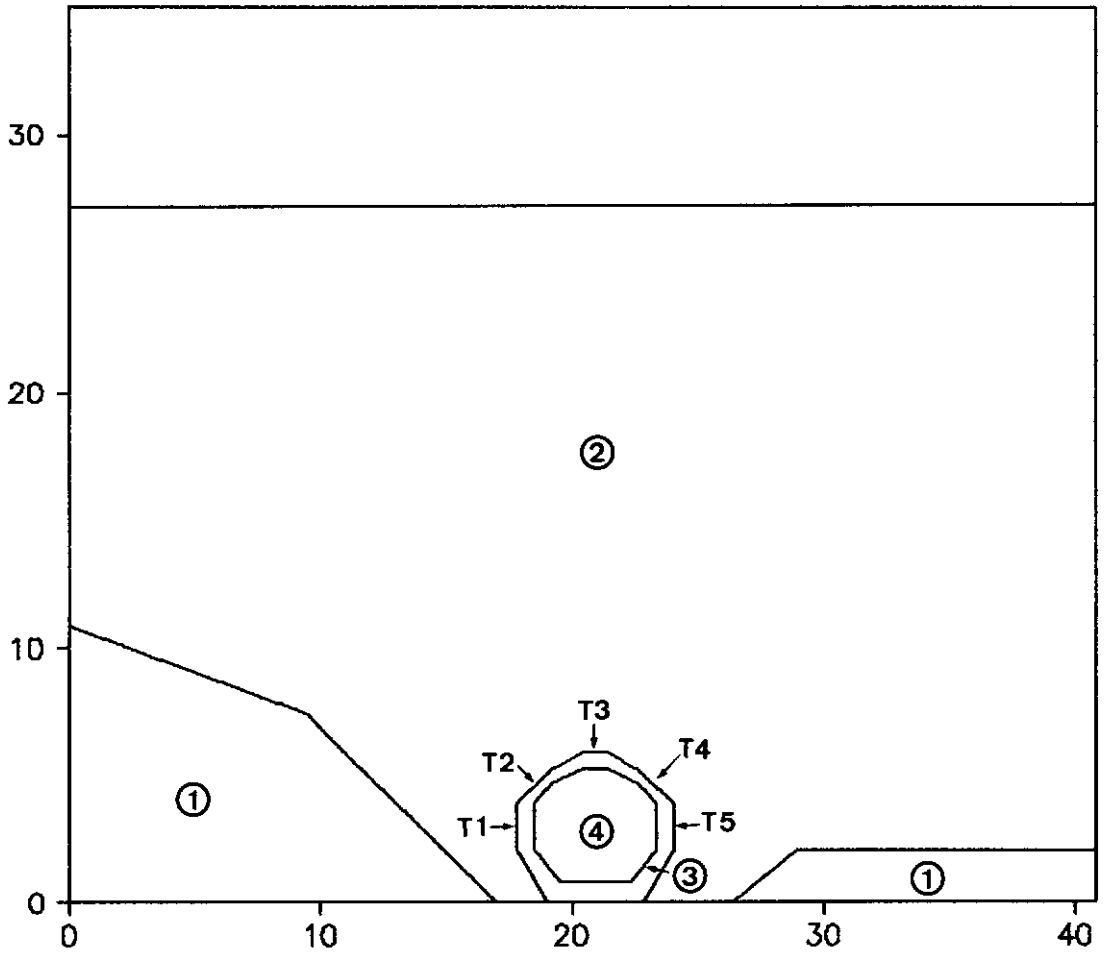
Foram efetuadas, no total, oito análises longitudinais, sendo quatro com modelo de comportamento elástico linear e quatro com modelo hiperbólico, cujas características são resumidas na tabela 7.

Os parâmetros adotados basearam-se em valores fornecidos, pela literatura existente sobre o assunto para materiais de características semelhantes, uma vez que o artigo [037] em que se baseou este estudo não fornecia os dados dos materiais utilizados na construção do maciço.

O comportamento do concreto foi modelado conforme parâmetros definidos por Duncan [027], para tal material, em seu estudo da barragem de Oroville, sendo o vazio da galeria considerado como um material de módulo de deformabilidade próximo de zero.

Os valores adotados para os coeficientes e expoentes que definem, no programa de elementos finitos utilizado, o comportamento dos materiais são apresentados na tabela 8.

## TULLAROOP - SEÇÃO LONGITUDINAL

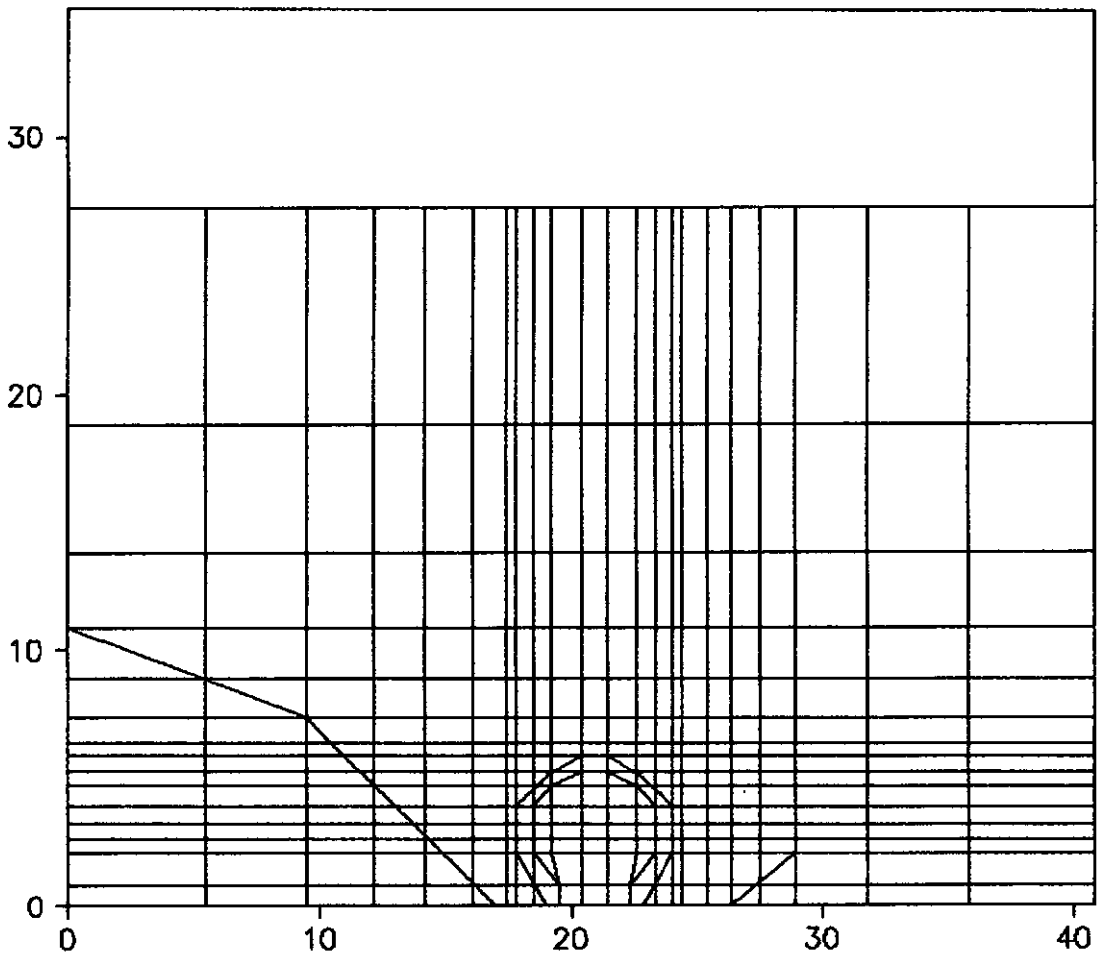


## CONVENÇÃO :

- 1. ROCHA DE FUNDAÇÃO (Indeformável)
- 2. ATERRO ARGILOSO (Núcleo)
- 3. CONCRETO
- 4. AR

**FIG. 10** BARRAGEM DE TULLAROOP  
SEÇÃO LONGITUDINAL

## TULLAROOOP - MALHA DE ELEMENTOS



**FIG.11** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
SEÇÃO LONGITUDINAL  
MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

TABELA 7 : BARRAGEM DE TULLAROOP  
RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES LONGITUDINAIS EFETUADAS

MODELO DE COMPORTAMENTO	CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES			PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE ADOTADOS NAS ANÁLISES						
	GALERIA	DEFORMAB. DA ESTRUTURA	TERRENO NATURAL	FAIXA DE TENSÕES (kPa)	MÓDULO DE YOUNG (kPa)			COEFICIENTE DE POISSON		
					ENROCAM.	TRANSIÇÃO	NÚCLEO	ENROCAM.	TRANSIÇÃO	NÚCLEO
ELÁSTICO LINEAR	AUSENTE	-	IRREGULAR							
	PRESENTE	INDEFORMÁVEL	HORIZONTAL	100 A 1.000	30.000	45.000	20.000	0,20	0,20	0,20
	PRESENTE	INDEFORMÁVEL	IRREGULAR							
	PRESENTE	DEFORMÁVEL	IRREGULAR							
HIPERBÓLICO	AUSENTE	-	IRREGULAR							
	PRESENTE	INDEFORMÁVEL	HORIZONTAL	100 A 1.000	15.000 A 30.000	20.000 A 45.000	10.000 A 30.000	0,10 A 0,30	0,10 A 0,30	0,30 A 0,35
	PRESENTE	INDEFORMÁVEL	IRREGULAR							
	PRESENTE	DEFORMÁVEL	IRREGULAR							

OBSERVAÇÃO : Os parâmetros das análises com modelo hiperbólico foram obtidos com base na formulação apresentada no capítulo IV , adotando-se a simplificação de considerar  $\sigma_3 = K_0 \times \sigma_1$  .

TABELA 8 - BARRAGEM DE TULLARPOO  
PARÂMETROS FORNECIDOS AO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO NAS ANÁLISES LONGITUDINAIS

MODELO DE COMPORTAMENTO	MATERIAL	GAMA (KN/M3)	MÓDULO DE YOUNG				BULK MODULUS		RESISTÊNCIA			Ko
			K	Kur	n	Rf	Kb	m	c (kPa)	FI (o) (graus)	ΔFI (graus)	
ELÁSTICO LINEAR	enrocamento	22.0	295.86	295.86	0	0	140.89	0	0.0	36.0	5.0	0.50
	transição	23.0	443.79	443.79	0	0	211.33	0	0.0	39.0	7.0	0.50
	núcleo	20.5	197.24	197.24	0	0	93.92	0	19.2	33.0	0.0	0.50
	concreto	25.0	1.46E+05	1.46E+05	0	1	7.00E+04	0	2.1E+04	0.0	0.0	0.18
	ar	.0	1.00E-05	1.00E-05	0	0	1.00E-05	0	0.0	0.0	0.0	1.00
HIPERBOLICO	enrocamento	22.0	300.00	450.00	0.4	0.7	75.00	0.2	0.0	36.0	5.0	0.50
	transição	23.0	450.00	675.00	0.4	0.7	125.00	0.2	0.0	39.0	7.0	0.50
	núcleo	20.5	200.00	300.00	0.4	0.7	100.00	0.2	19.2	33.0	0.0	0.50
	concreto	25.0	1.46E+05	1.46E+05	0	1	7.00E+04	0	2.1E+04	0.0	0.0	0.18
	ar	.0	1.00E-05	1.00E-05	0	0	1.00E-05	0	0.0	0.0	0.0	1.00

### VI.3 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

=====

#### VI.3.1 DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES

-----

A distribuição transversal de tensões registrada pela instrumentação, em muito ultrapassou o peso de terra sobre a mesma, conforme pode ser observado na figura 12.

As análises transversais, tanto com modelo elástico linear como com modelo hiperbólico, também apresentaram valores inferiores aos medidos, e próximos dos valores de peso de terra, como pode ser visto nas figuras 13 a 15; o que se explica pelo fato de, em tal análise, não ser possível considerar o efeito da presença de um elemento rígido em meio ao aterro deformável.

Análises com modelo elástico linear, para diferentes módulos de Young e mesmo coeficiente de Poisson, mostraram ser a forma da distribuição de tensões independente do módulo de Young, sofrendo os valores de tensão pouca influência com a variação de tal parâmetro, conforme pode ser constatado na figura 13.

Análises com modelo elástico linear para coeficientes de Poisson variando entre 0,15 e 0,25, e mesmos módulos de Young, mostraram ser, tanto a forma da distribuição como os valores de tensão, independentes do coeficiente de Poisson, como pode ser visto na figura 14.

Análises com modelo de comportamento hiperbólico, para valores mínimos, médios e máximos dos coeficientes e expoentes que definem o comportamento dos módulos de Young e de deformabilidade volumétrica, também mostraram ser a forma da distribuição de tensões independente do módulo de Young, sofrendo os valores de tensão, pouca influência com a variação de tais parâmetro, conforme pode se constatado na figura 15.

Pode-se também observar, na comparação entre as figuras 13 e 15, ser a forma da distribuição de tensões influenciável pelo modelo de comportamento adotado, enquanto os valores de tensão, considerando a envoltória das duas distribuições, não sofre muita influência do mesmo.

Conforme já foi dito anteriormente neste item, a análise transversal não permite a consideração do efeito, da presença da estrutura de maior rigidez (galeria), no campo de tensões estabelecido no interior do maciço compressível que a envolve, a partir daqui denominado efeito de intrusão rígida.

As análises longitudinais permitem a consideração de tal efeito, procurou-se portanto, transferir à análise transversal a concentração de tensões observada na análise longitudinal, através do artifício de corrigir, a distribuição transversal de tensões verticais no topo da estrutura, com base na relação entre os valores obtidos no ponto comum a ambas as análises, ou seja o topo da



estrutura onde os eixos da barragem e da galeria se cruzam.

O fator de correção ficou então definido conforme formulação apresentada abaixo:

$$F.\text{correção} = \frac{\text{Tensão no topo da estrutura (an. long. g. indef.)}}{\text{Tensão no eixo da barragem (an. transversal)}}$$

As distribuições de tensão corrigidas, tanto para modelo de comportamento elástico linear como para comportamento hiperbólico, mostraram-se bastante próximas, porém ainda inferiores aos valores registrados pela instrumentação, como pode ser visto nas figuras de 16 a 21.

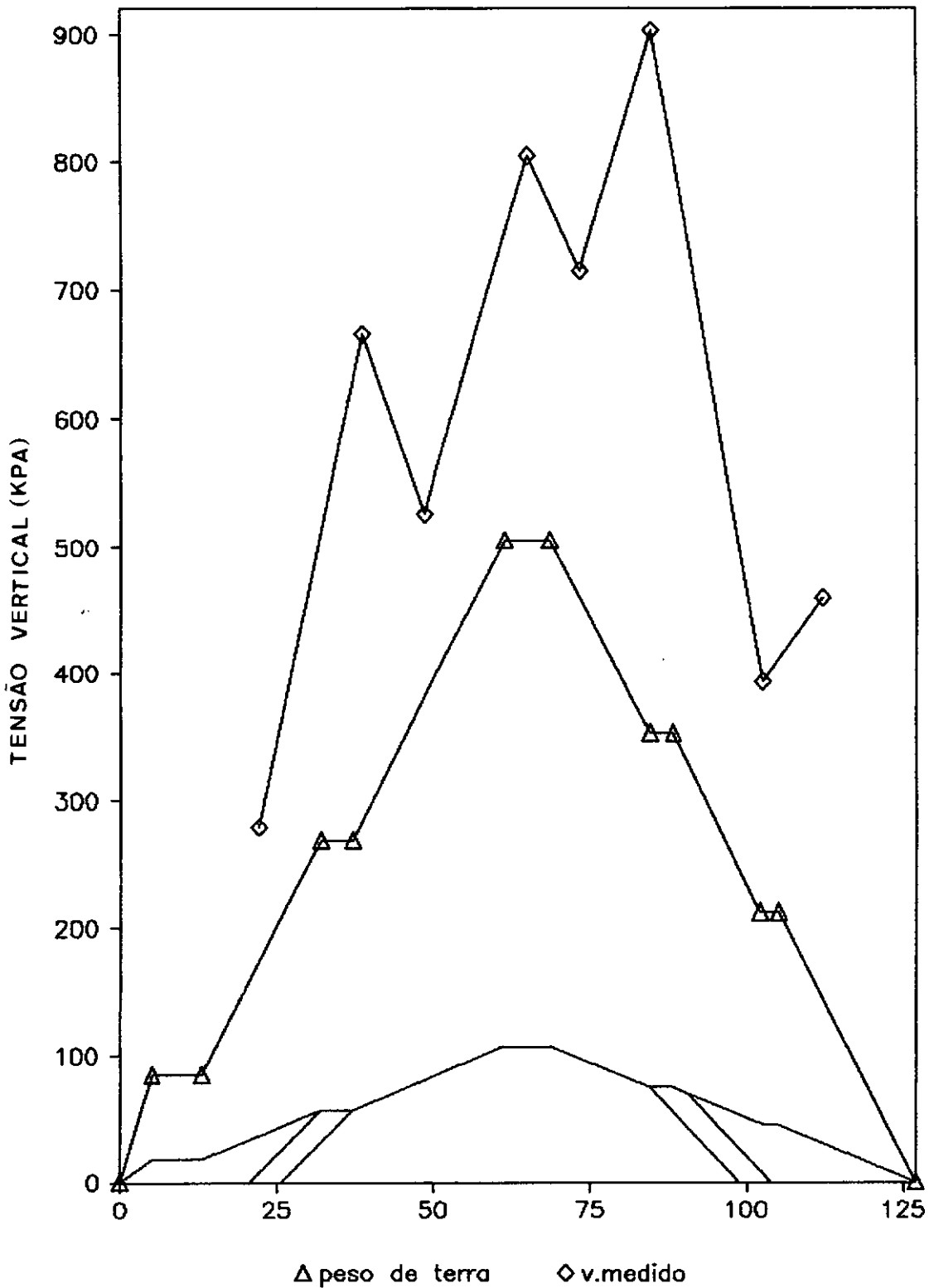
A influência da geometria do terreno natural faz-se sentir apenas nas análises com módulos de Young e coeficiente de Poisson constantes, conforme pode ser observado nas figuras 18 e 21, o que pode ser explicado pela redistribuição de tensões nas laterais da estrutura, no caso do modelo hiperbólico. Isso se deve às variações do coeficiente de Poisson com o estado de tensões característica do modelo.

### VI.3.2 DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES

---

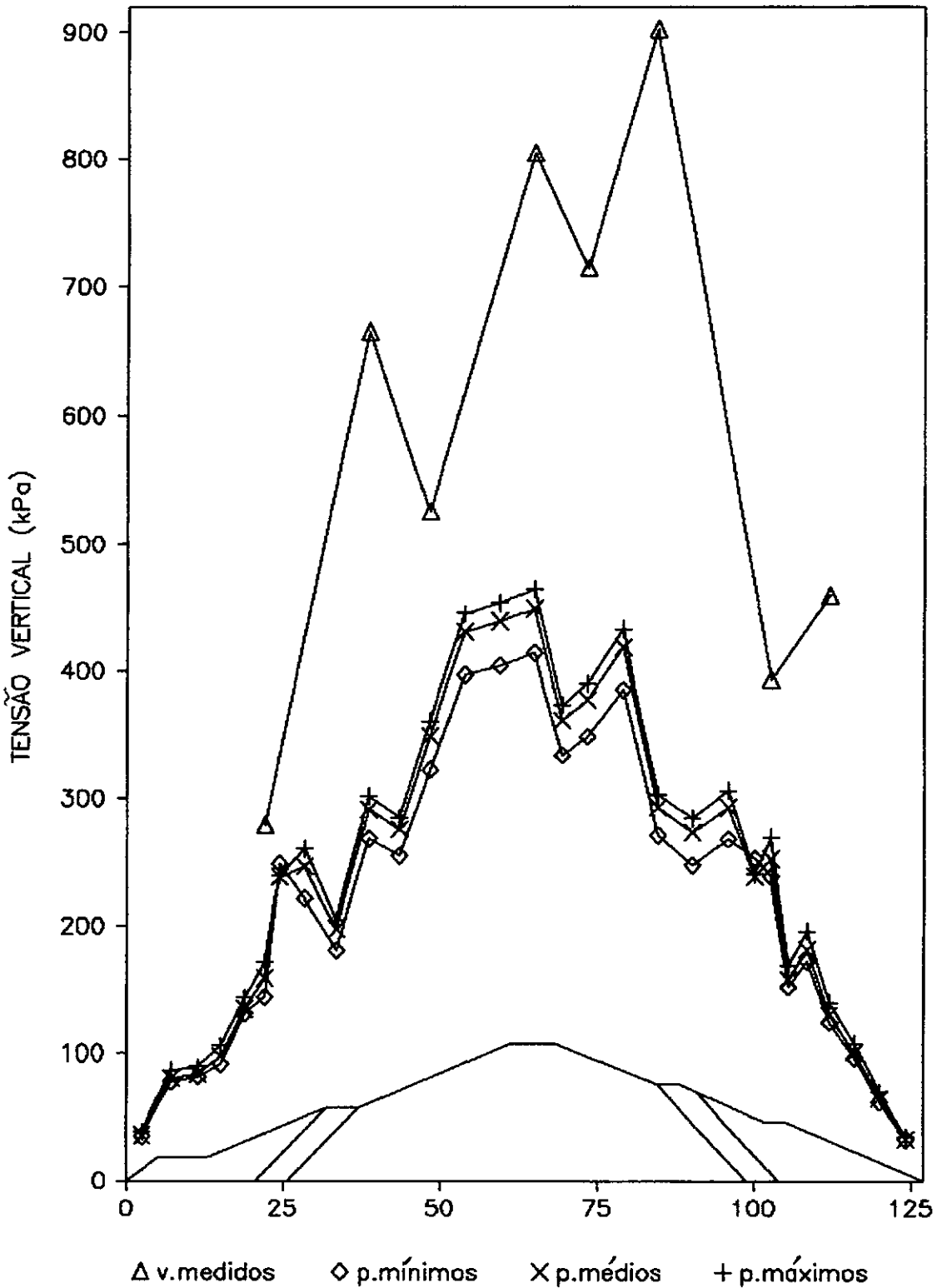
A distribuição longitudinal de tensões, também mostrou-se inferior aos valores medidos, sendo no entanto, no terço superior, iguais ou maiores que os valores de distribuição obtidos em análise considerando a estrutura com a mesma

## BARRAGEM DE TULLAROOP



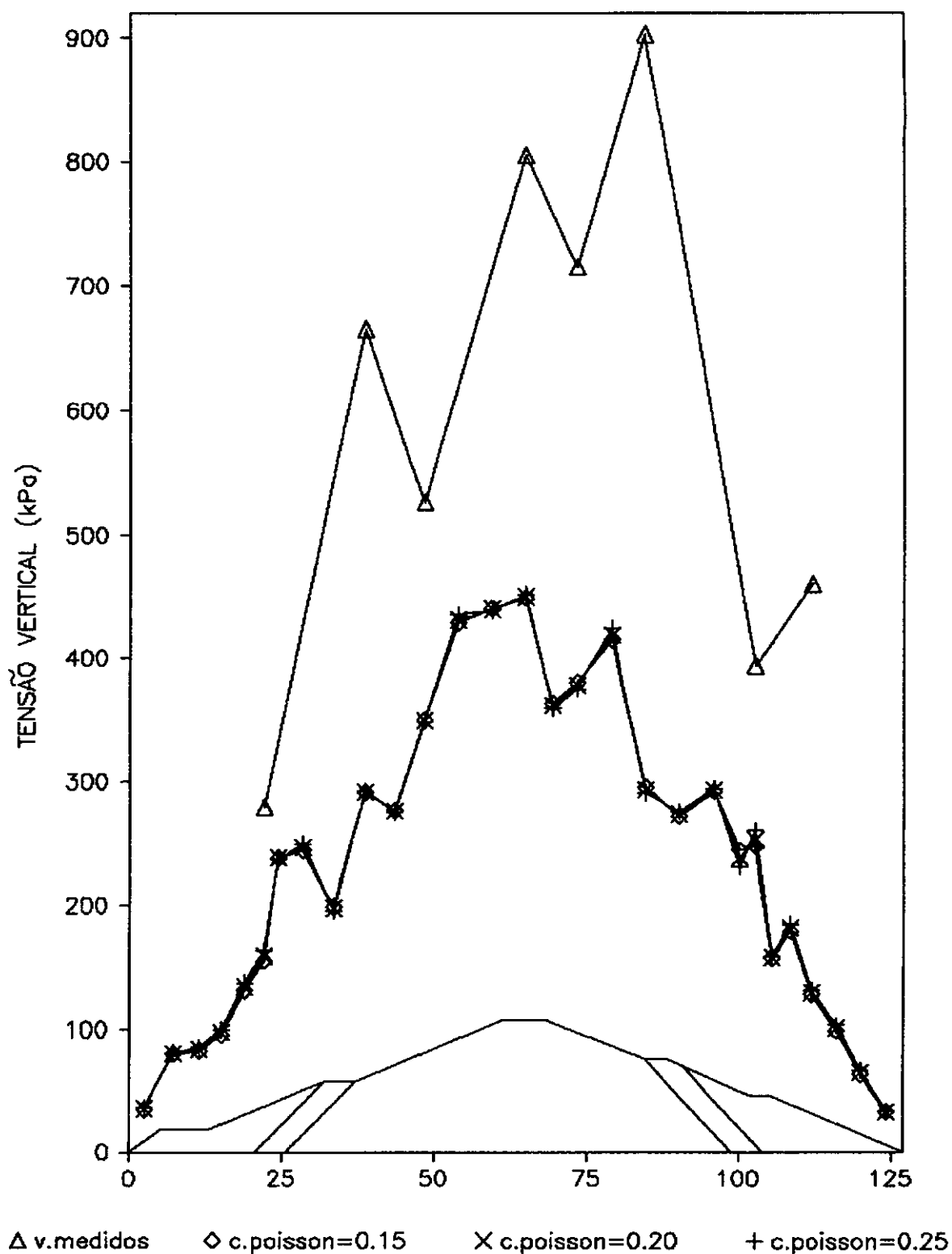
**FIG.12** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE O PESO DE TERRA E AS  
TENSÕES REGISTRADAS PELA INSTRUMENTAÇÃO

## BARRAGEM DE TULLAROO



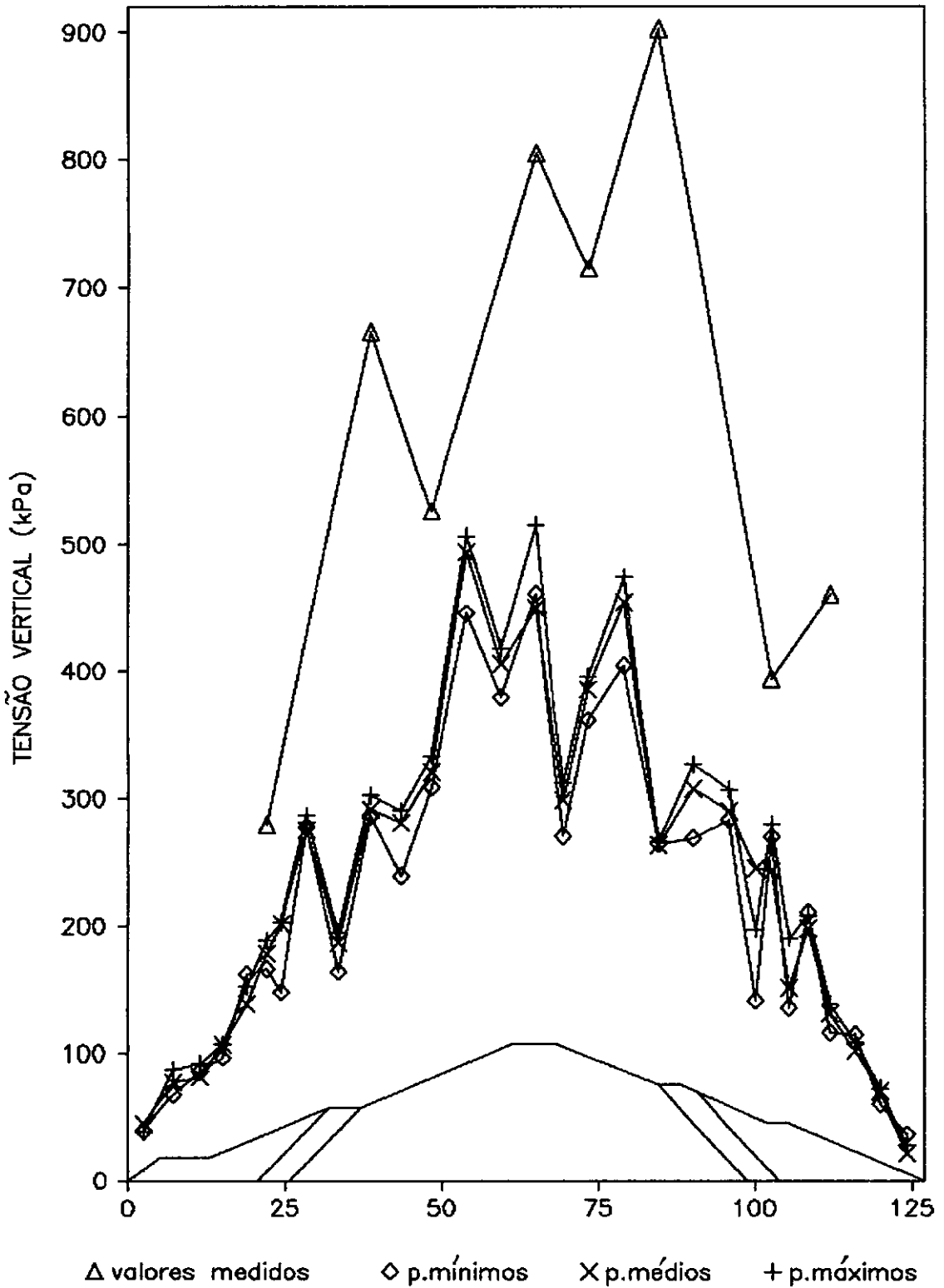
**FIG.13** BARRAGEM DE TULLAROO  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO ATERRO

## BARRAGEM DE TULLAROOP



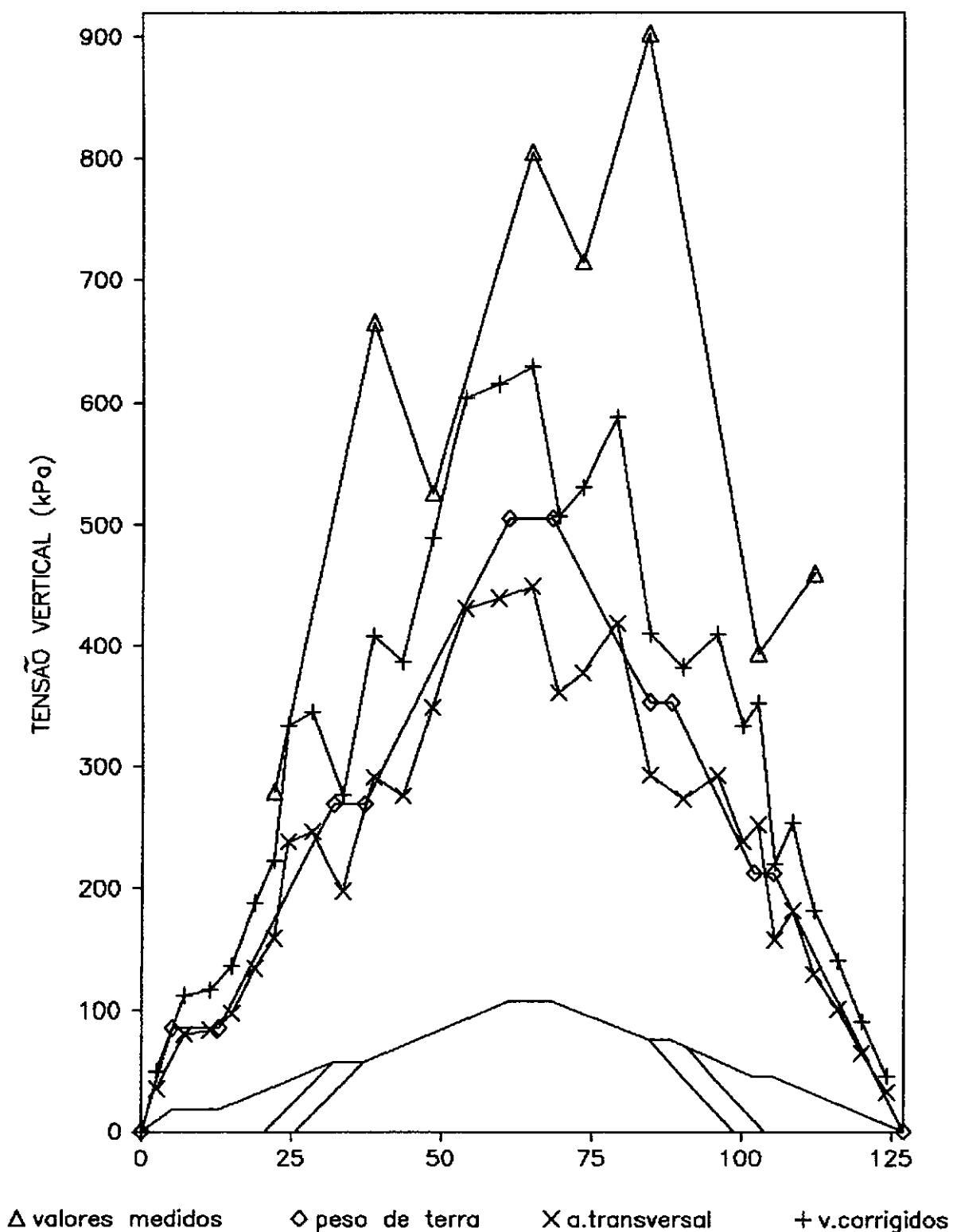
**FIG.14** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE  
DE POISSON

## BARRAGEM DE TULLAROOOP



**FIG.15** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO  
ATERRO

## BARRAGEM DE TULLAROOP



**FIG.16** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
PARAMETROS MÉDIOS  
TERRENO NATURAL IRREGULAR

## BARRAGEM DE TULLAROOOP

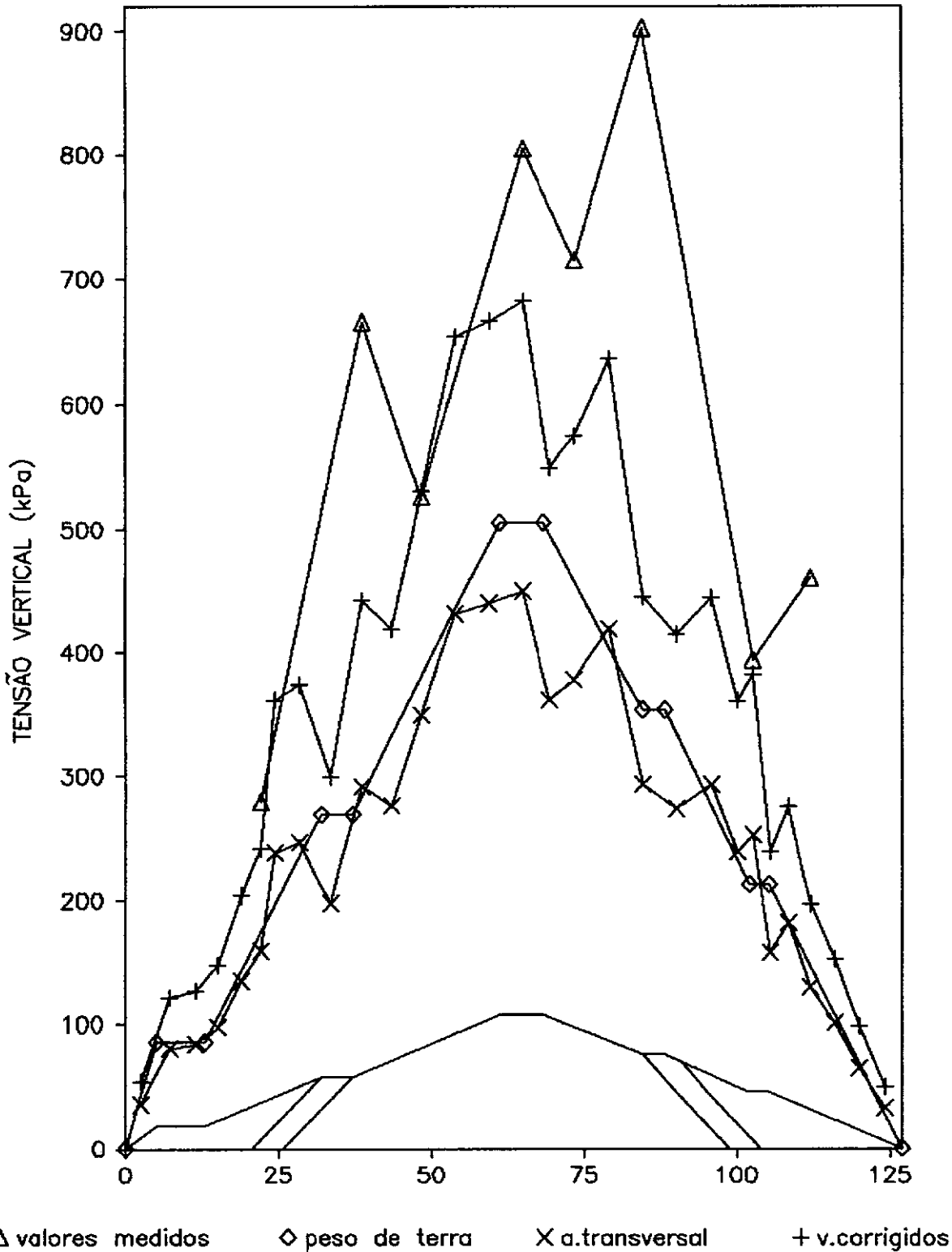
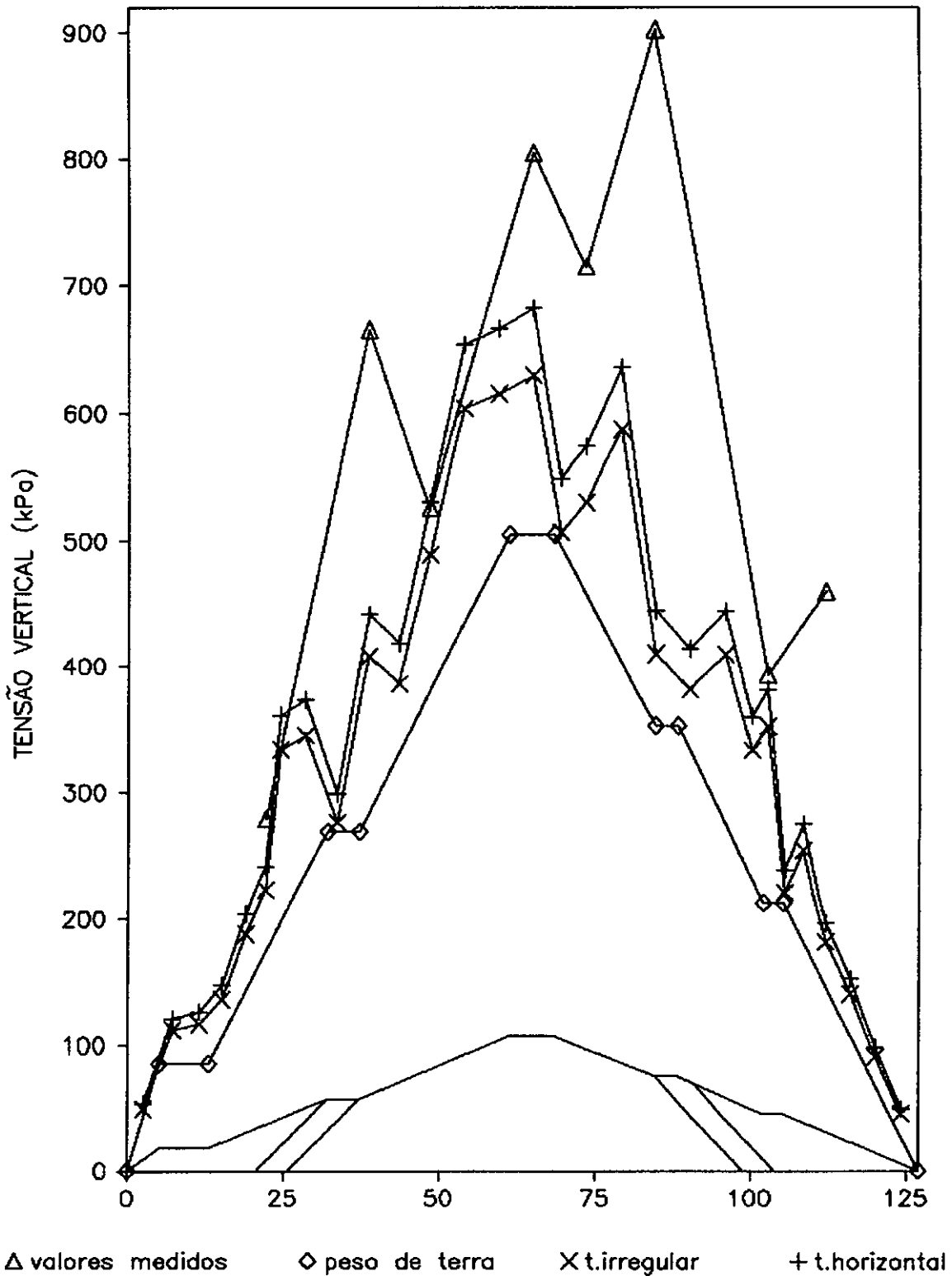


FIG.17

BARRAGEM DE TULLAROOOP  
 DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
 TOPO DA GALERIA  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 PARÂMETROS MÉDIOS  
 TERRENO NATURAL HORIZONTAL

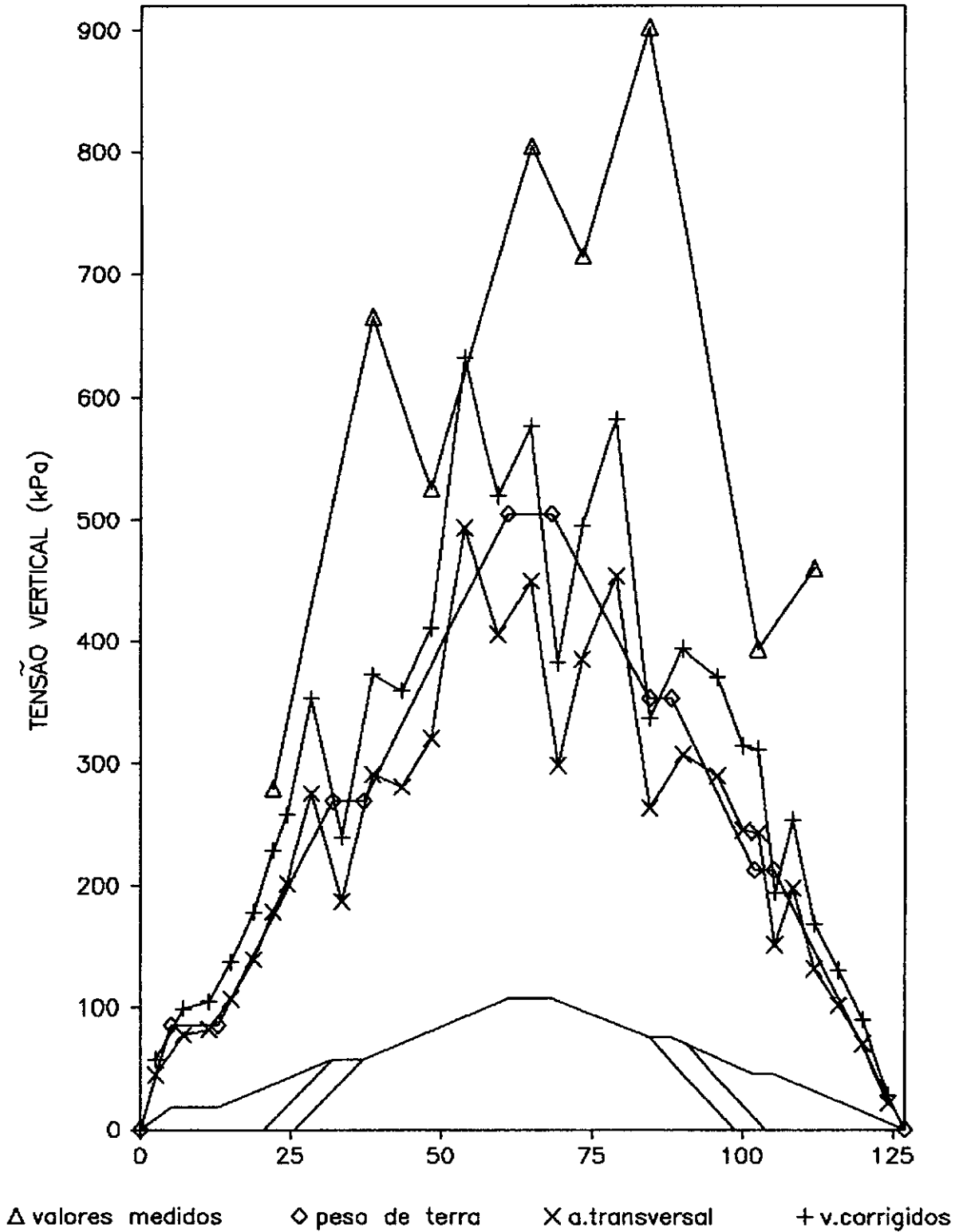
## BARRAGEM DE TULLAROO



**FIG.18** BARRAGEM DE TULLAROO  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
PARÂMETROS MÉDIOS  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TERRENO  
NATURAL

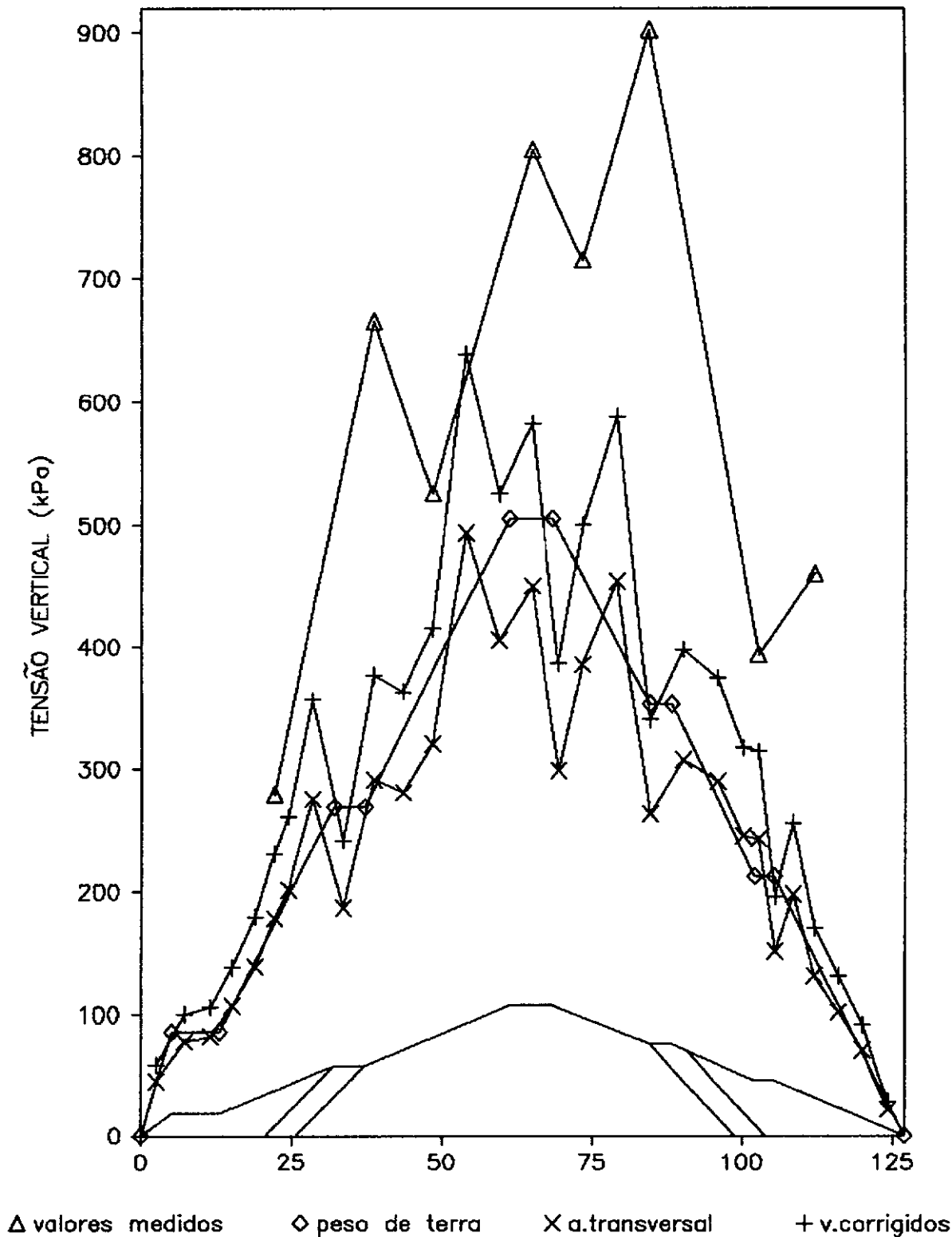


## BARRAGEM DE TULLAROOP



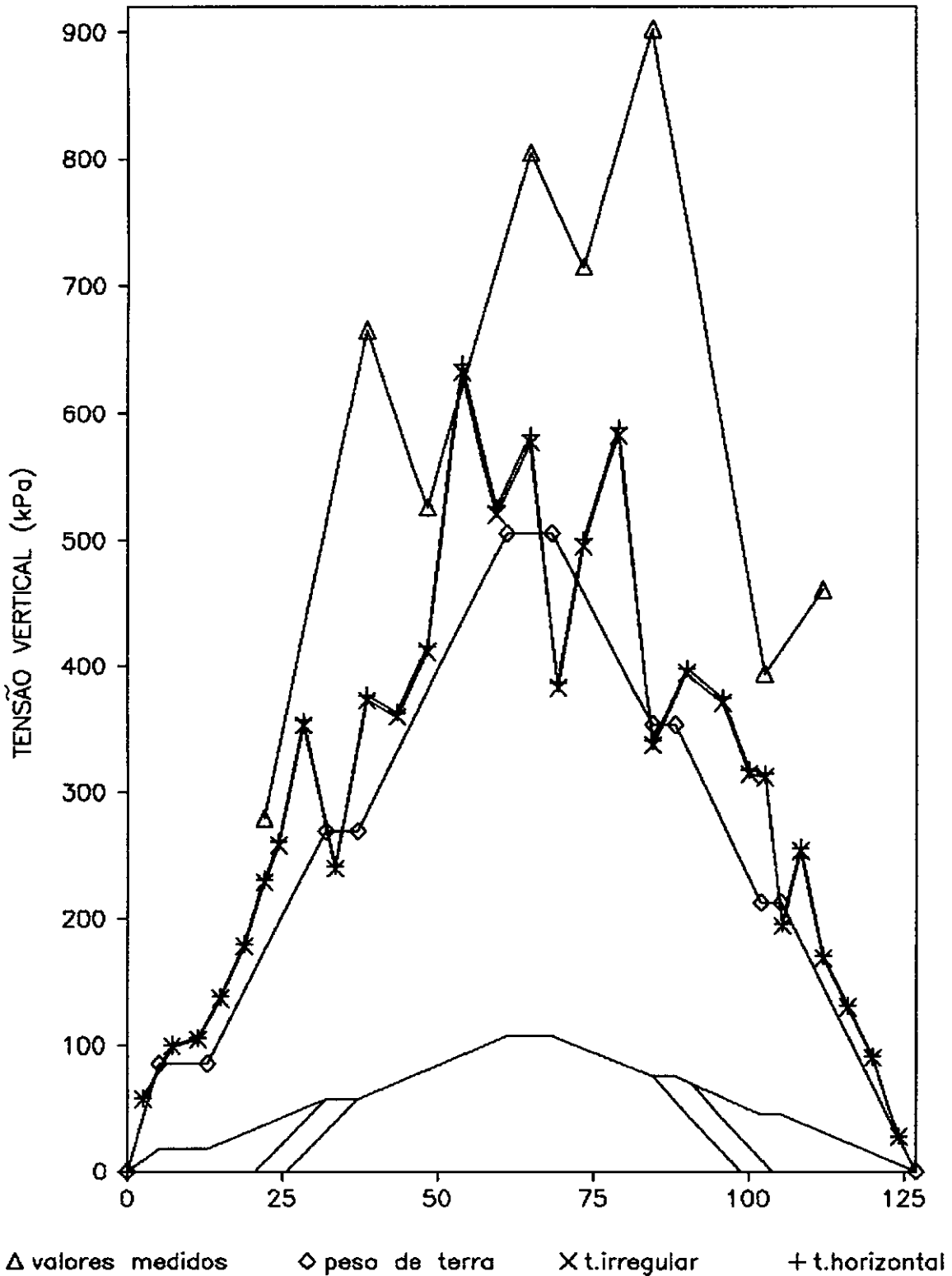
**FIG.19** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
PARÂMETROS MÉDIOS  
TERRENO NATURAL IRREGULAR

## BARRAGEM DE TULLAROO



**FIG.20** BARRAGEM DE TULLAROO  
 DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
 TOPO DA GALERIA  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 PARÂMETROS MÉDIOS  
 TERRENO NATURAL HORIZONTAL

## BARRAGEM DE TULLAROO



**FIG.21** BARRAGEM DE TULLAROO  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO  
TOPO DA GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
PARÂMETROS MÉDIOS  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO TERRENO  
NATURAL.

deformabilidade do aterro (sem galeria), e iguais ou inferiores nos terços laterais, como pode ser visto nas figuras de 22 a 29, o que vem a demonstrar o efeito da intrusão rígida.

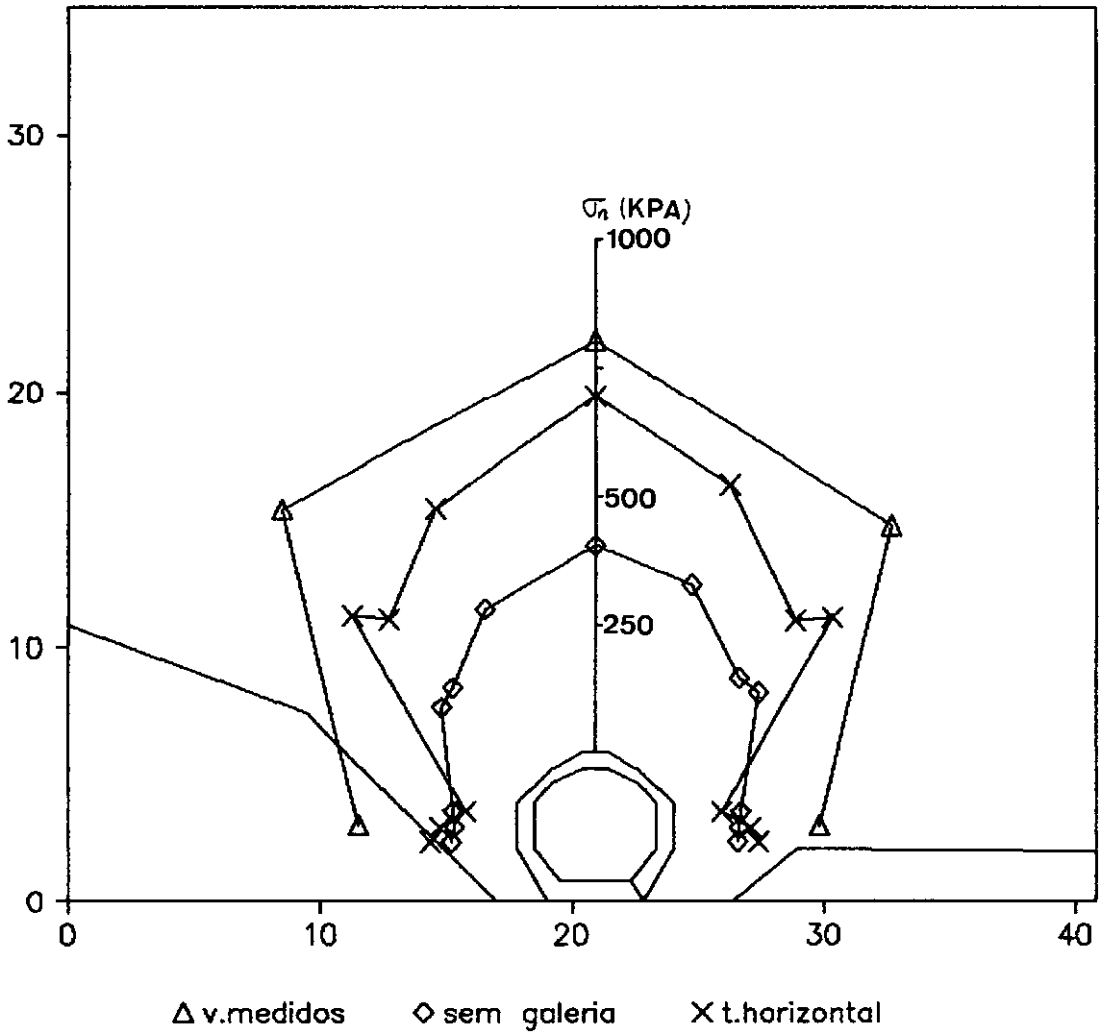
As análises considerando a estrutura como deformável, porém bem mais rígida que o aterro, mostraram, para ambos os modelos de comportamento, uma severa redução das tensões no topo da estrutura, e um ligeiro acréscimo das tensões laterais, ver figuras 24 e 28.

A severa redução das tensões atuantes no topo da estrutura, quando considerada como deformável é decorrente da impossibilidade de simular adequadamente, no programa utilizado, o comportamento do concreto armado quando submetido a tração.

A dificuldade citada acima é decorrente de procedimento interno do programa onde o módulo de Young, em elementos submetidos a tração, sofre drásticas reduções para representar a ruptura do solo tracionado; tal procedimento acarreta, na abóbada da estrutura, deslocamentos muito superiores aos reais, provocando uma redistribuição de tensões no maciço que se reflete no alívio observado acima da mesma, comprometendo os resultados nessa região.

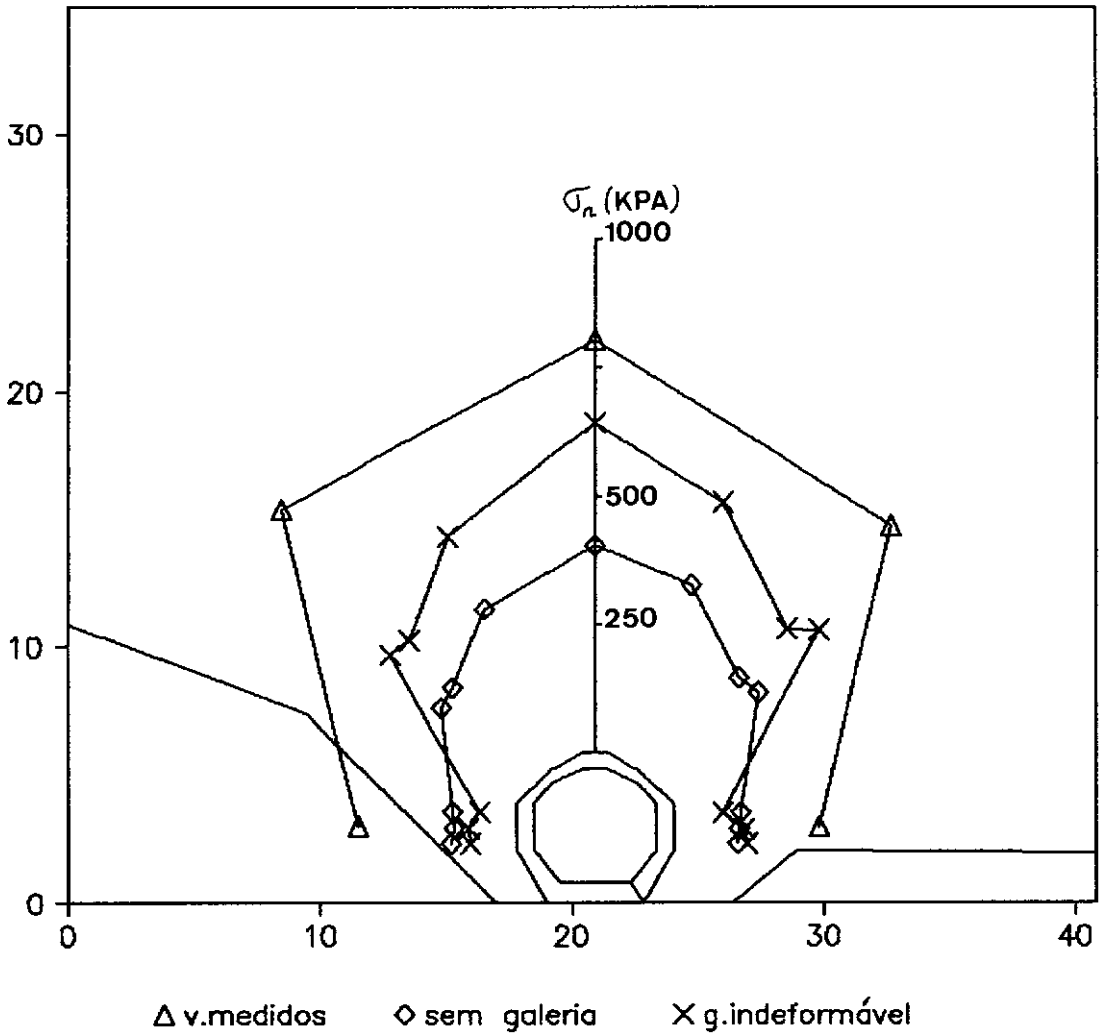
As análises considerando terreno de assentamento horizontal mostraram, em ambos os modelos de comportamento, um pequeno acréscimo nas tensões atuantes nas laterais na estrutura, como pode ser visto nas figuras 25 e 29.

## TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS



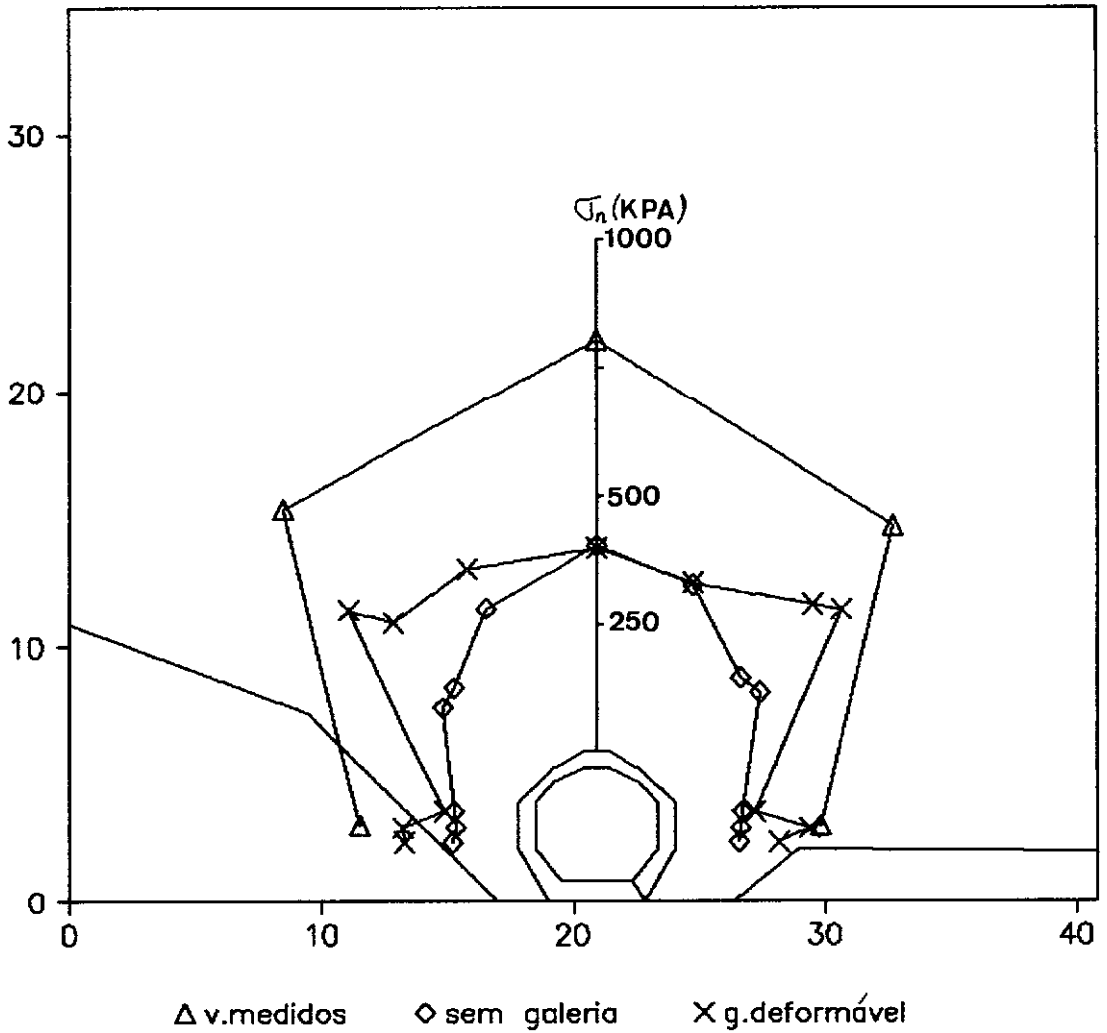
**FIG.22** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
TERRENO NATURAL HORIZONTAL - GALERIA INDEFORMÁVEL

## TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS



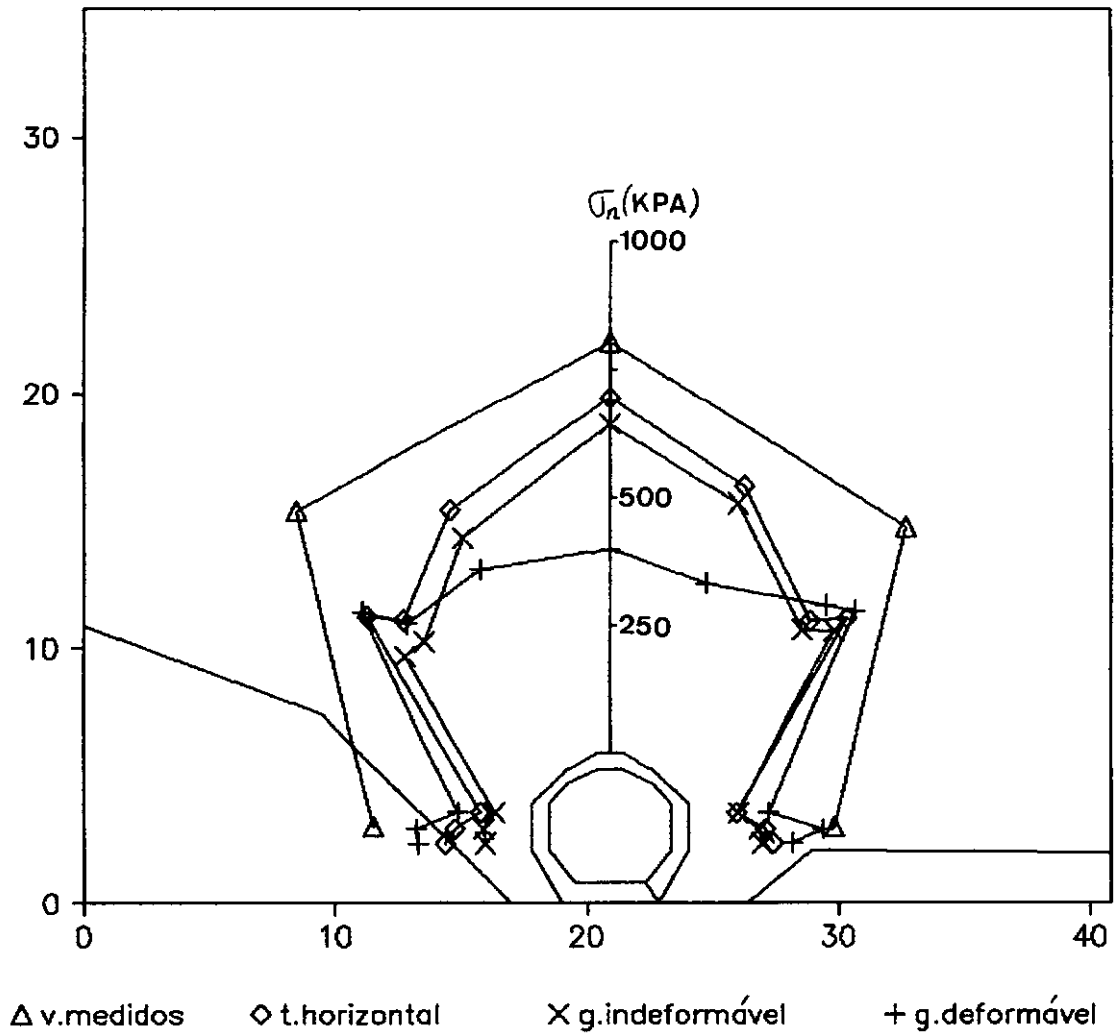
**FIG.23** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA INDEFORMÁVEL

## TULLAROOOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS



**FIG.24** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA DEFORMÁVEL

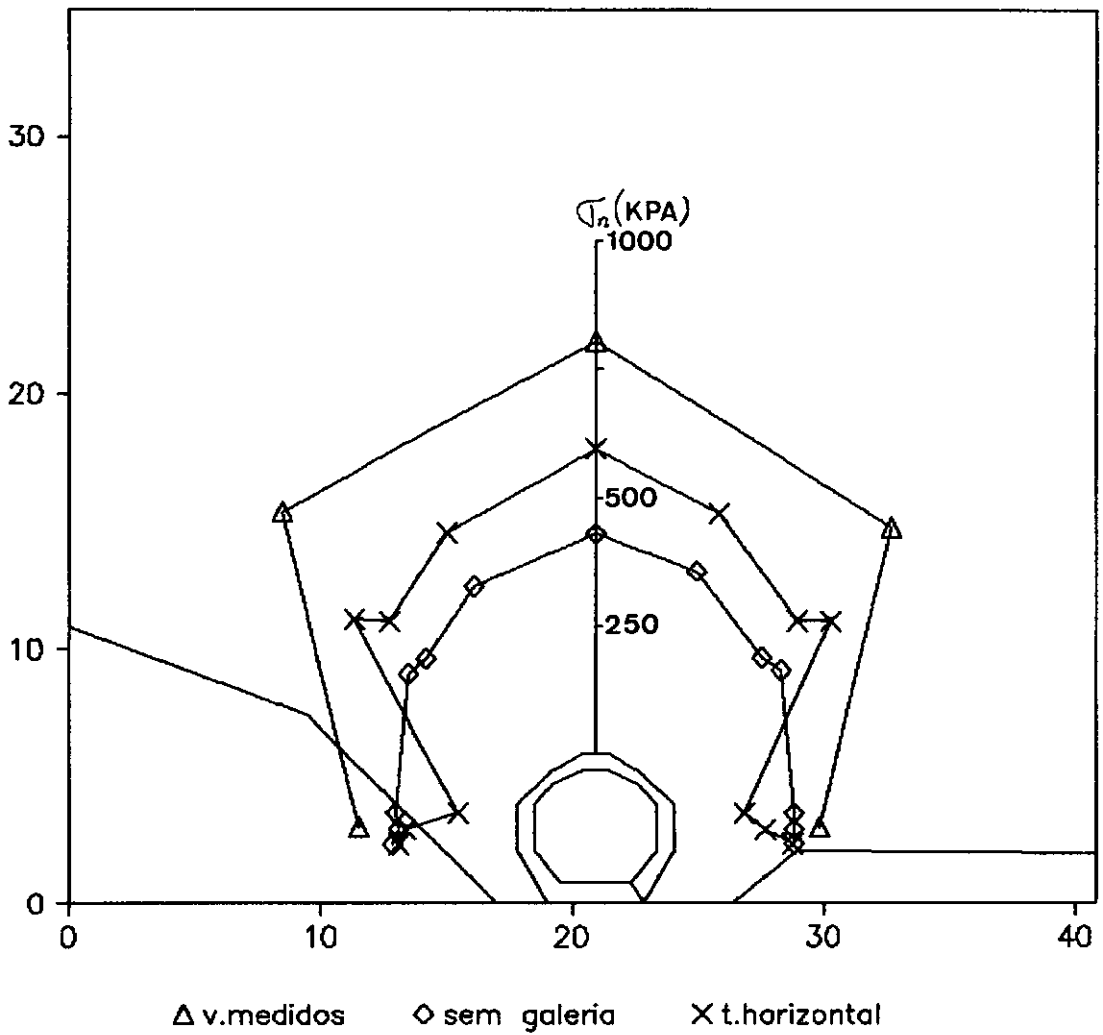
## TULLAROOOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS



**FIG.25** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
ESTUDO COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS

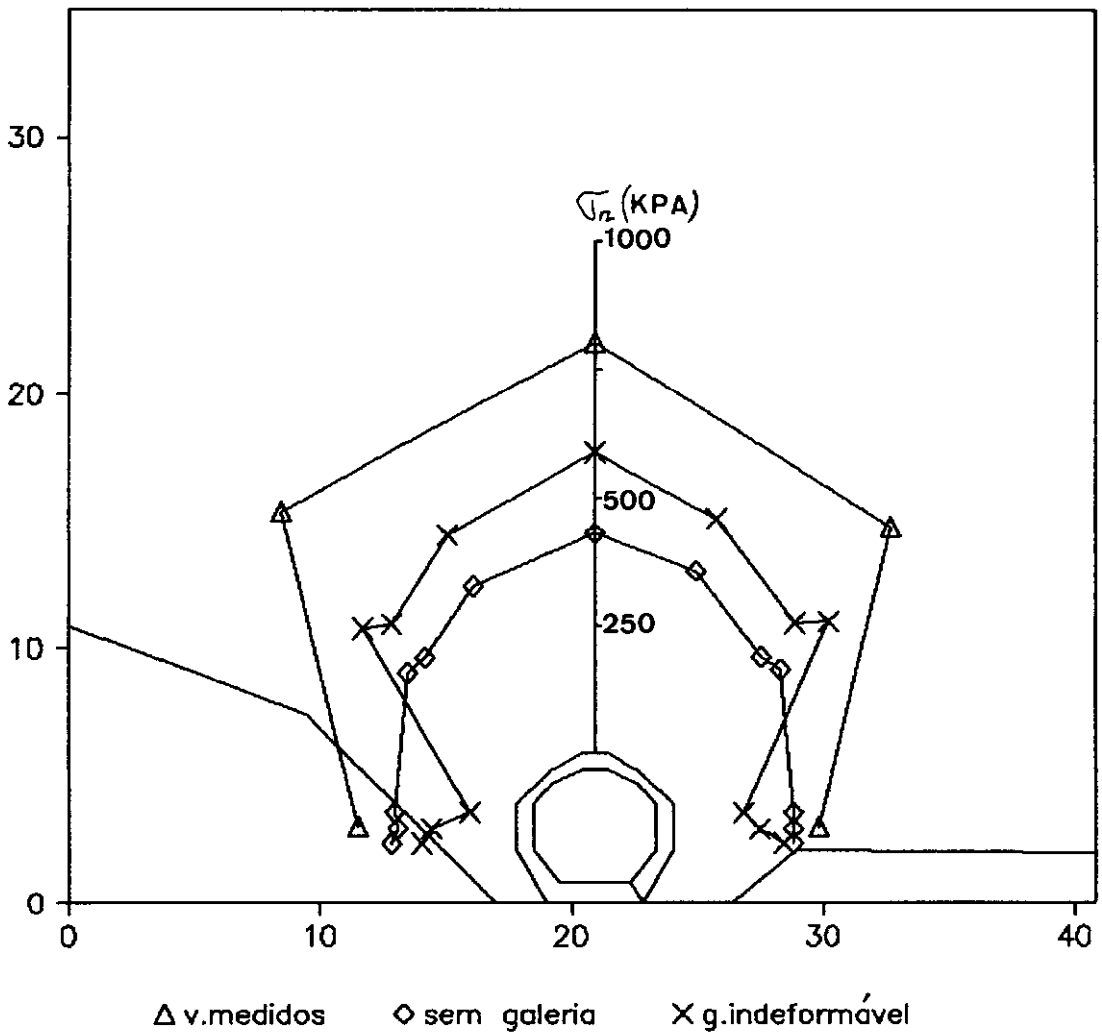


## TULLAROOOP-PARÂMETROS HIPERBÓLICOS



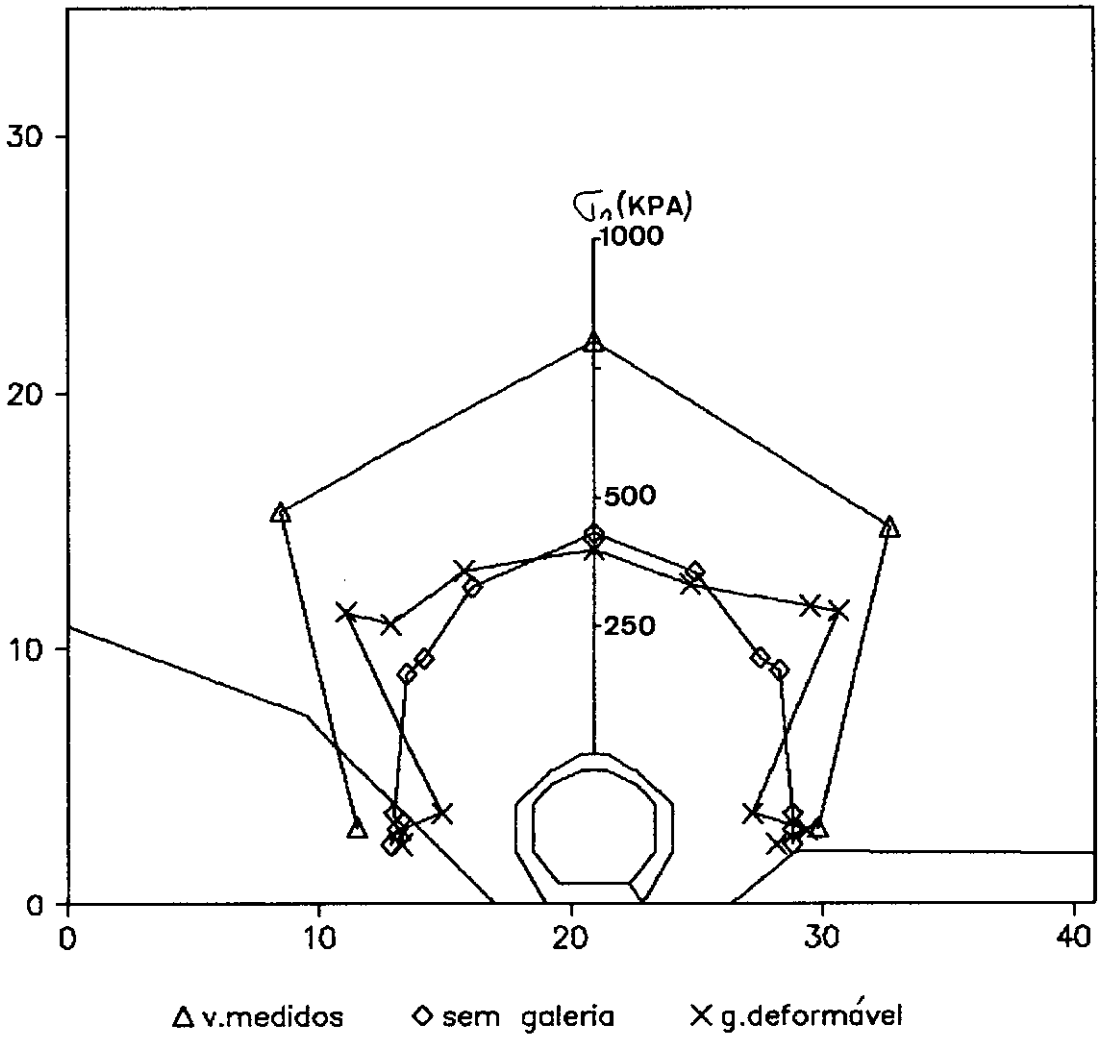
**FIG.26** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
TERRENO NATURAL HORIZONTAL - GALERIA INDEFORMÁVEL

## TULLAROOOP-PARÂMETROS HIPERBÓLICOS



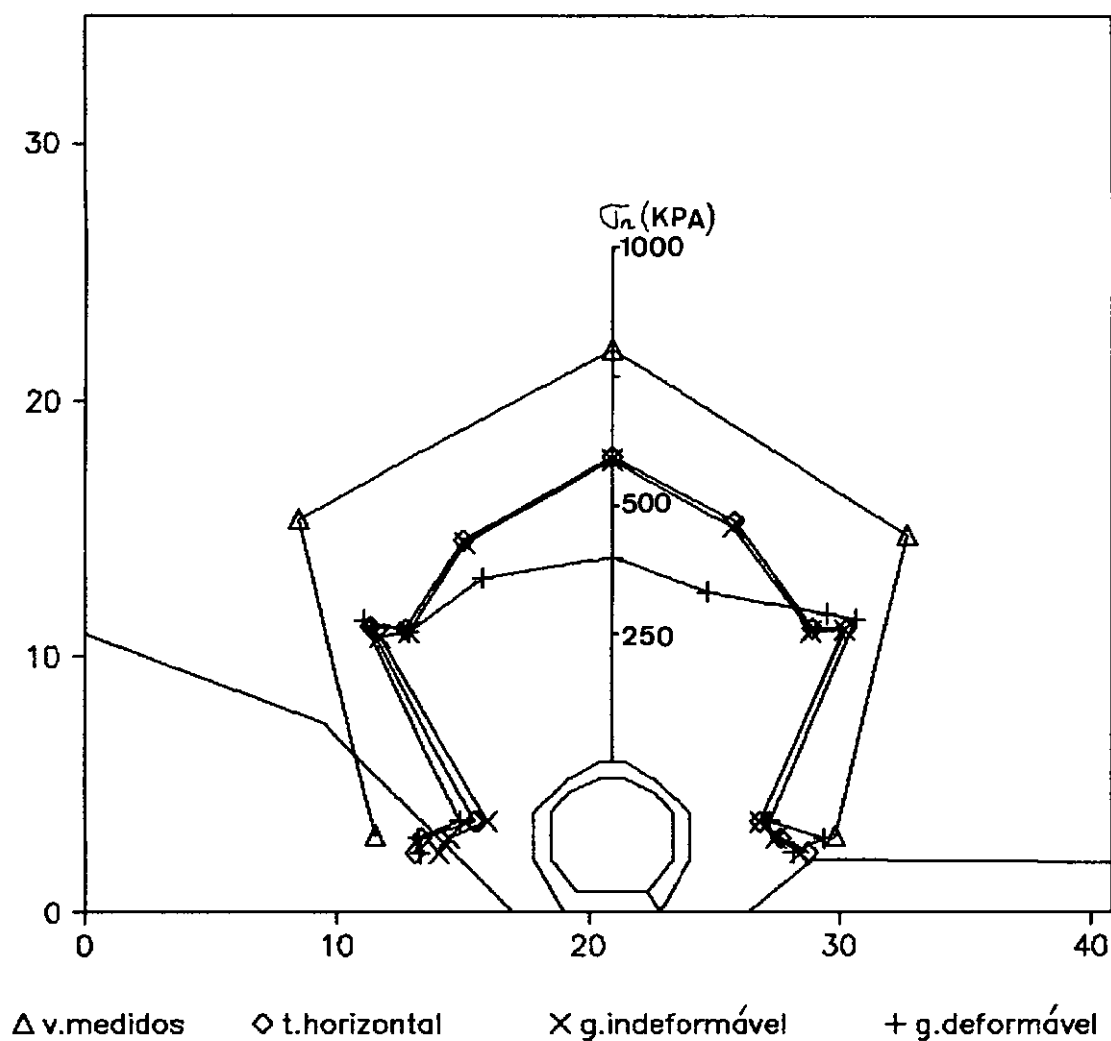
**FIG.27** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA INDEFORMÁVEL

## TULLAROOOP-PARÂMETROS HIPERBÓLICOS



**FIG.28** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
TERRENO NATURAL IRREGULAR - GALERIA DEFORMÁVEL

## TULLAROOP-PARÂMETROS HIPERBÓLICOS



**FIG.29** BARRAGEM DE TULLAROOP  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
GALERIA  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
ESTUDO COMPARATIVO DOS RESULTADOS OBTIDOS

### VI.3.3 INFLUÊNCIA DA GALERIA NO CAMPO DE TENSÕES DO MACIÇO

---

As análises efetuadas, para ambos os modelos de comportamento dos materiais, permitiram a avaliação das perturbações provocadas, no campo de tensões estabelecido no aterro compressível, pela presença da estrutura rígida, pela irregularidade do terreno de assentamento, e pela deformação da galeria enterrada; através da comparação entre as curvas de igual tensão (horizontal, vertical e cisalhante máxima) obtidas em cada caso estudado.

#### VI.3.3.1 MODELO ELÁSTICO LINEAR

Nas avaliações efetuadas para o campo de tensões horizontais, assim como para as demais tensões, a área de perturbação em torno da estrutura da ordem de duas vezes o diâmetro da mesma.

Observou-se, comparando as figuras 30 (análise sem galeria) e 32 (análise considerando a galeria indeformável), pequeno alívio das tensões horizontais no topo da estrutura e nos terços laterais inferiores, configurando um desvio das tensões para as laterais superiores e topo da estrutura.

A influência da geometria do terreno de assentamento no campo de tensões horizontais pode ser avaliada comparando as figuras 31 (análise com terreno horizontal) e 32 (terreno irregular), onde constata-se, no estudo com terreno horizontal, um acréscimo dos valores de tensão nas laterais da estrutura e acima da mesma.

Comparando-se a análise em que a galeria foi considerada como indeformável (figura 32) e a que a galeria foi considerada deformável (figura 33), observa-se uma concentração de tensões horizontais em torno da estrutura, sendo os valores nas laterais da estrutura em alguns pontos duas vezes maiores.

A influência, no campo de tensões verticais, das variações estudadas mostrou-se bastante significativa.

Comparando-se as figuras 34 (análise sem galeria) e 36 (análise considerando a galeria indeformável), pode-se observar uma severa concentração de tensões verticais nas imediações da estrutura, estando, no entanto, a influência da intrusão rígida restrita à uma área, ao redor da mesma, equivalente a duas vezes seu diâmetro.

A influência da geometria do terreno de assentamento, no campo de tensões verticais, conforme pode ser visto nas figuras 35 (análise com terreno horizontal) e 36 (terreno irregular), reflete-se em um aumento, da ordem de 15 %, nos valores de tensão atuantes no topo da estrutura, permanecendo a área de perturbação do campo de tensões praticamente inalterada.

Comparando-se a análise em que a galeria foi considerada como indeformável (fig. 36) e a que a galeria foi considerada deformável (fig. 37), observa-se uma drástica redução das tensões verticais no topo da estrutura, podendo-se observar o aparecimento de núdulos de concentração de

tensões no terço superior lateral da mesma, assim como acréscimo nos valores de tensão no terço lateral inferior.

O campo de tensões cisalhantes máximas, conforme pode-se observar nas figuras de 38 a 41, mostrou comportamento análogo ao mostrado pelo campo de tensões verticais, já descrito nos parágrafos anteriores.

#### VI.3.3.2 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO HIPERBÓLICO

Nas análises efetuadas com modelo hiperbólico também observou-se ser de pequena monta a influência das variações estudadas, no campo de tensões horizontais estabelecido no aterro compressível, sendo a área de perturbação ao redor da estrutura da ordem de duas vezes o diâmetro da mesma.

Observou-se, comparando as figuras 42 (análise sem galeria) e 44 (análise considerando a galeria indeformável), pequeno alívio das tensões horizontais no topo da estrutura e nos terços laterais inferiores, assim como o surgimento de nódulos de concentração de tensões no terço lateral superior.

A influência da geometria do terreno de assentamento, no campo de tensões horizontais pode ser avaliada comparando as figuras 43 (análise com terreno horizontal) e 44 (terreno irregular), onde constata-se, no estudo com terreno horizontal, um acréscimo dos valores de tensão nas laterais da estrutura e uma perturbação da distribuição de tensões acima da mesma, permanecendo o valor de tensão atuante no topo da estrutura inalterado.

No campo de tensões horizontais obtido na análise em que a galeria foi considerada deformável (figura 45), observa-se um deslocamento, para baixo, dos nódulos de concentração de tensões situados, na análise com galeria indeformável (figura 44), no terço lateral superior, ocasionando aumento dos valores das tensões atuantes nas laterais da estrutura, e redução, da ordem de 15 %, nos valores no topo da estrutura.

A influência, no campo de tensões verticais, das variações estudadas, ao contrário das tensões horizontais, mostrou-se bastante significativa também nas análises com modelo hiperbólico, sendo no entanto menos notáveis que as observadas nas análises com modelo elástico linear.

Comparando-se as figuras 46 (análise sem galeria) e 48 (análise considerando a galeria indeformável), pode-se observar uma severa concentração de tensões verticais nas imediações da estrutura, estando, no entanto, a influência da intrusão rígida restrita à uma área, ao redor da mesma, equivalente a duas vezes seu diâmetro.

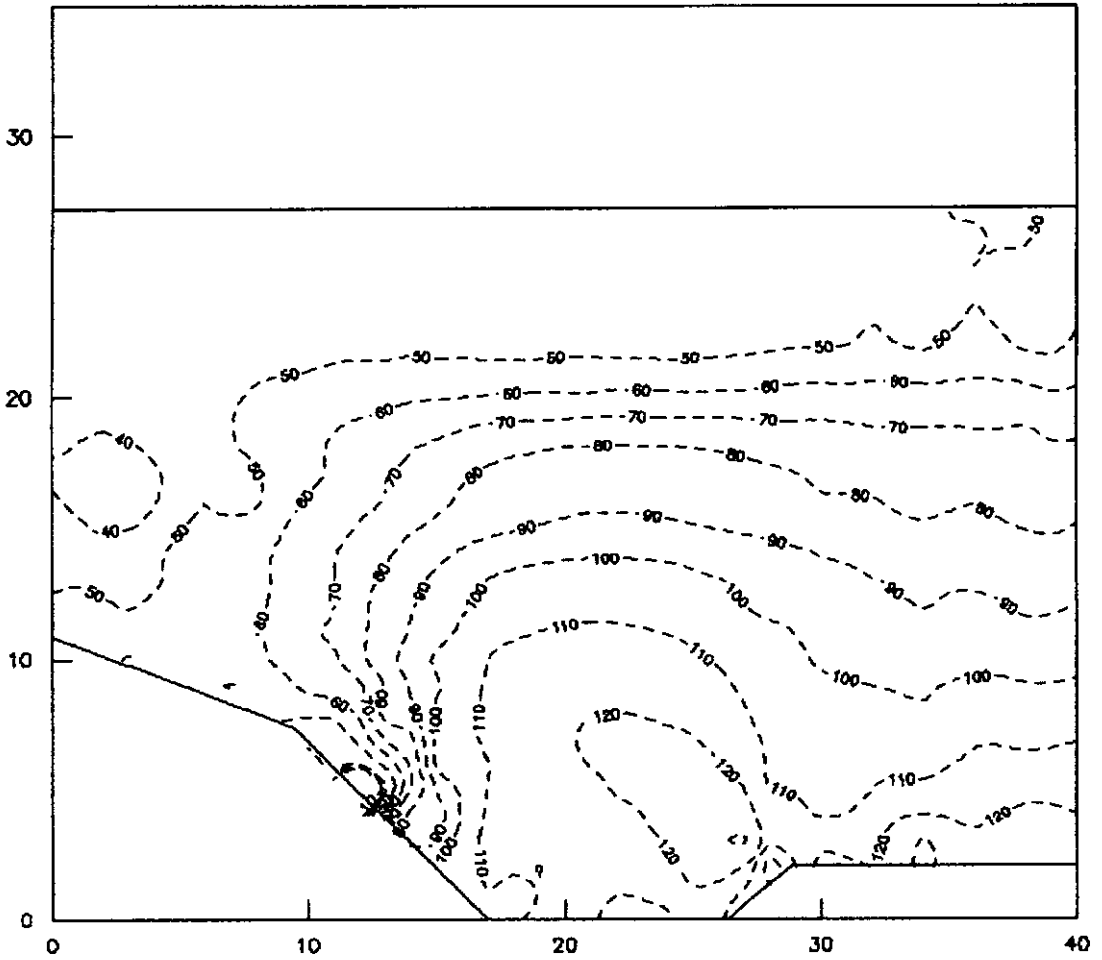
A influência da geometria do terreno de assentamento, no campo de tensões verticais, conforme pode ser visto nas figuras 47 (análise com terreno horizontal) e 48 (terreno irregular), reflete-se em aumento irrisório nos valores de tensão atuantes no topo da estrutura, permanecendo a área de perturbação do campo de tensões praticamente inalterada.



Comparando-se a análise em que a galeria foi considerada como indeformável (figura 48) e a que a galeria foi considerada deformável (figura 49), observa-se uma drástica redução das tensões verticais no topo da estrutura, podendo-se observar o aparecimento de pequenos nódulos de concentração de tensões no terço superior lateral da mesma, assim como acréscimo nos valores de tensão vertical nas imediações da base da estrutura.

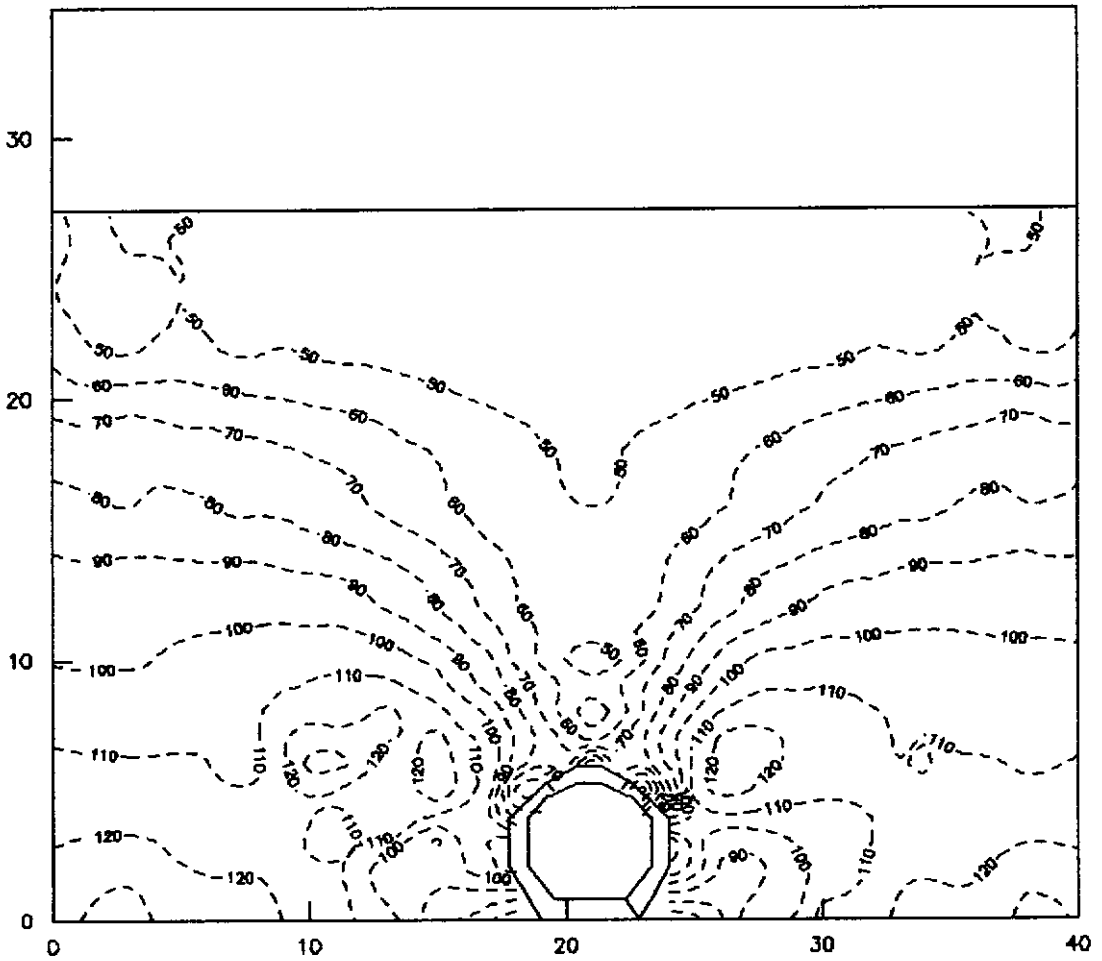
O campo de tensões cisalhantes máximas, conforme pode-se observar nas figuras de 50 a 53, mostrou comportamento análogo ao mostrado pelo campo de tensões verticais, já descrito nos parágrafos anteriores, sendo os nódulos de concentração de tensão que aparecem no terço superior da estrutura, na análise com estrutura deformável, de maiores dimensões.

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



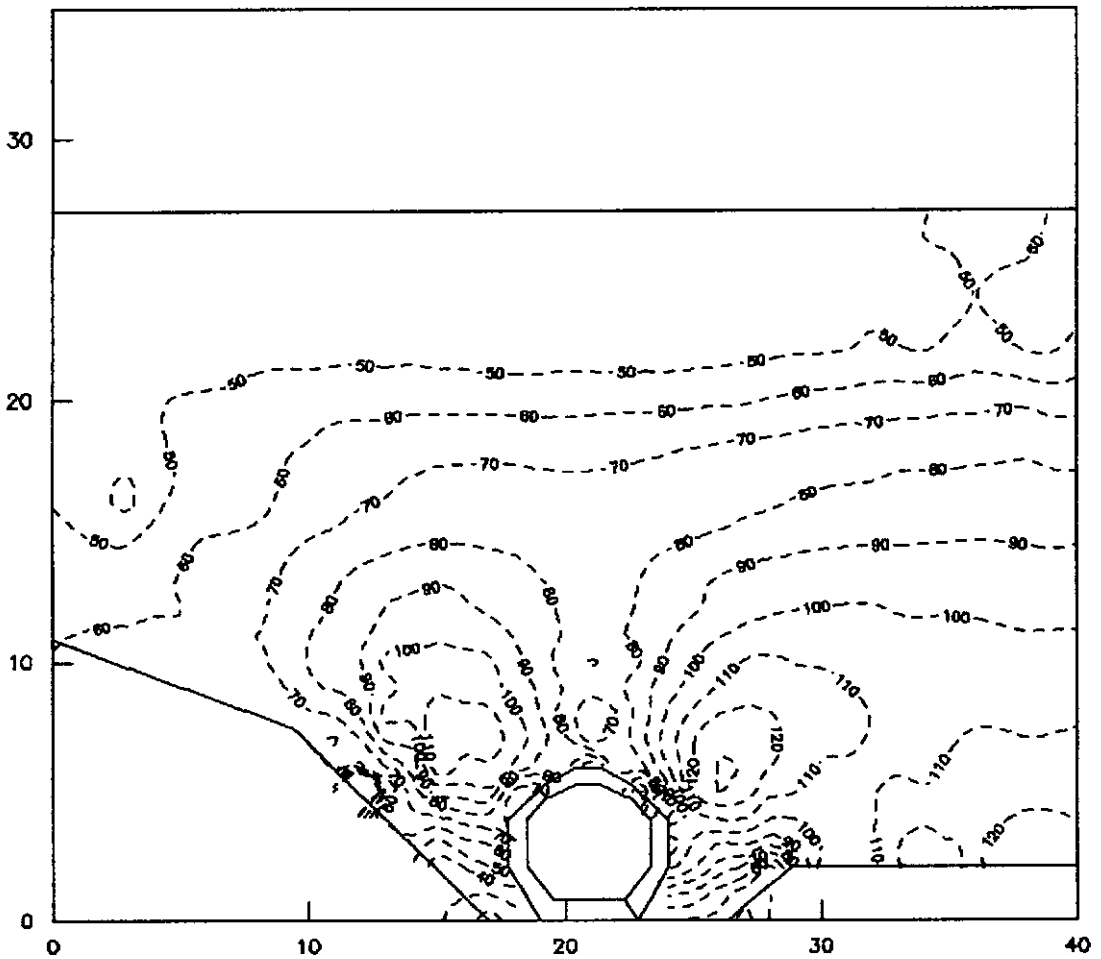
**FIG.30** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE TULLAROOOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



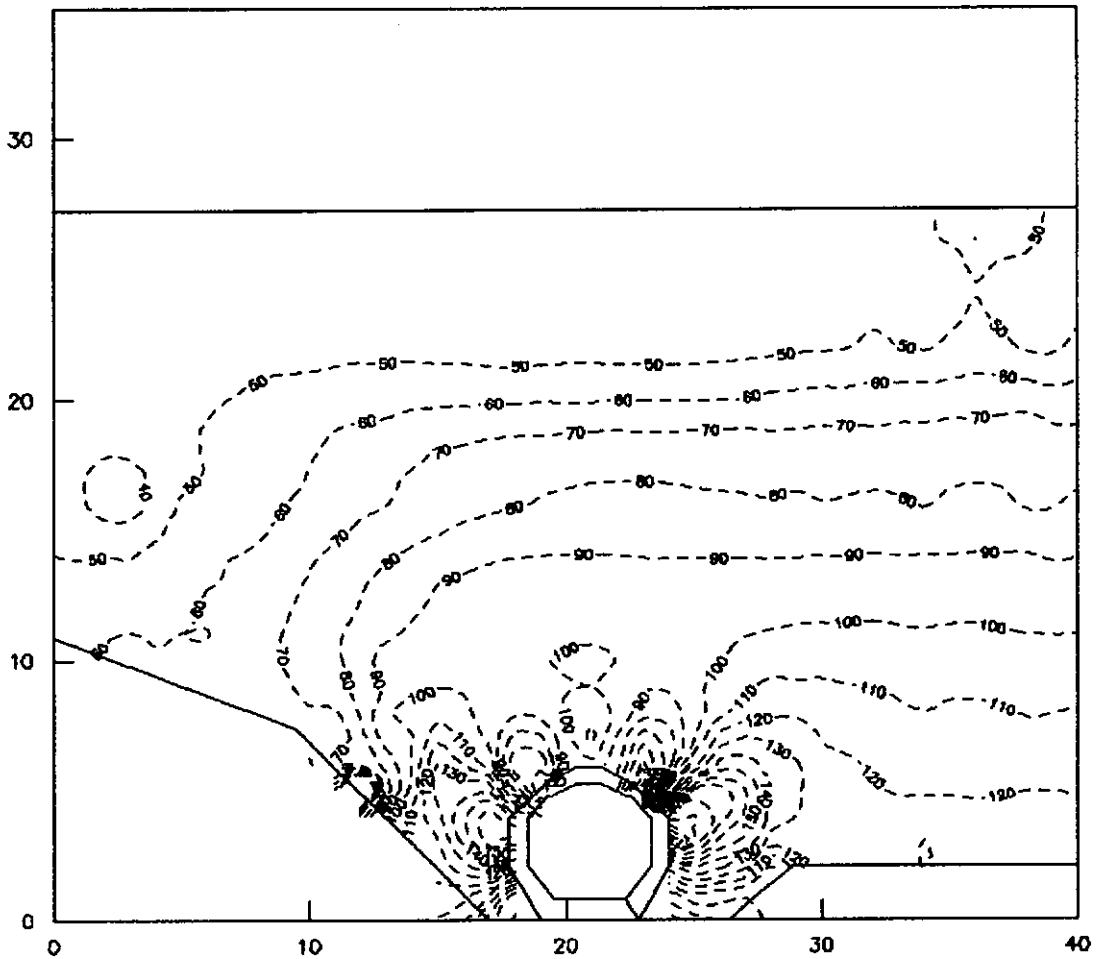
**FIG.31** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



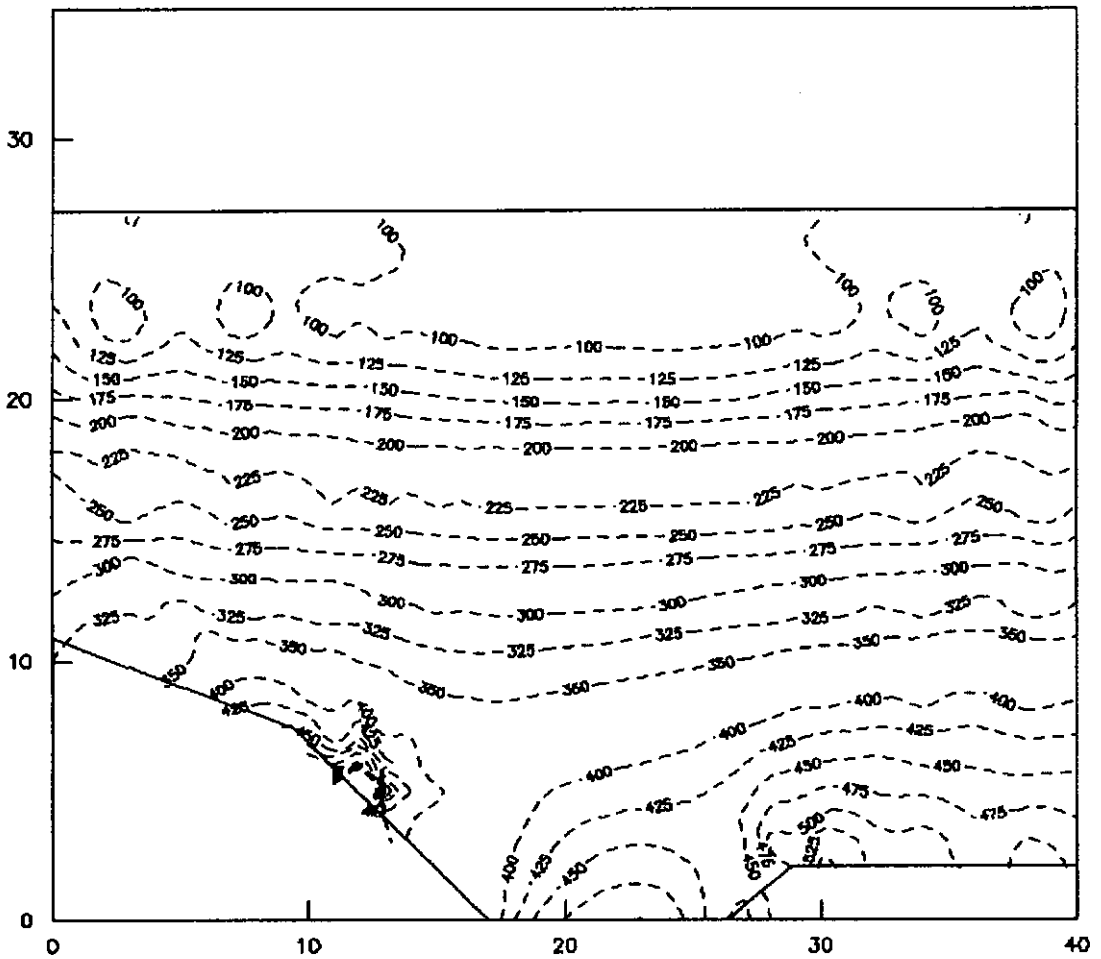
**FIG.32** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



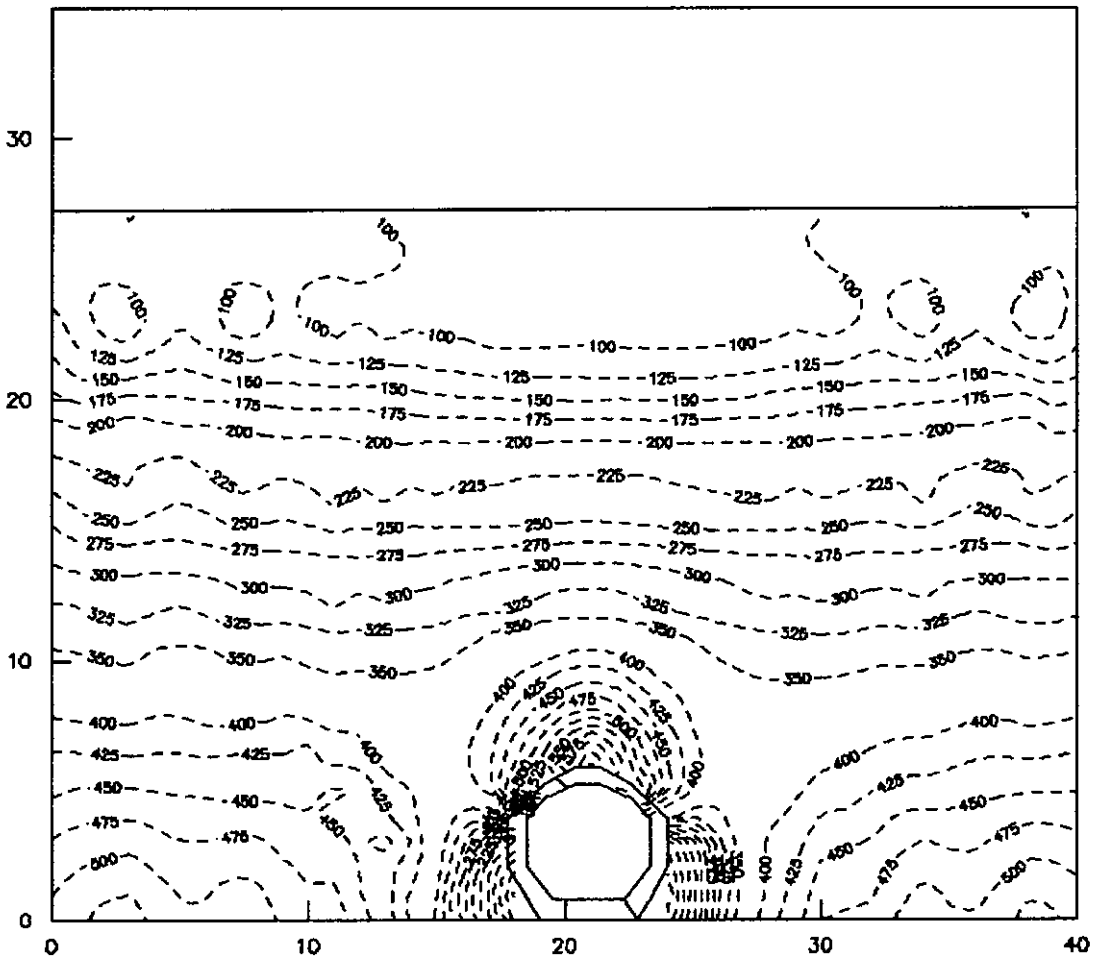
**FIG.33** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROODP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



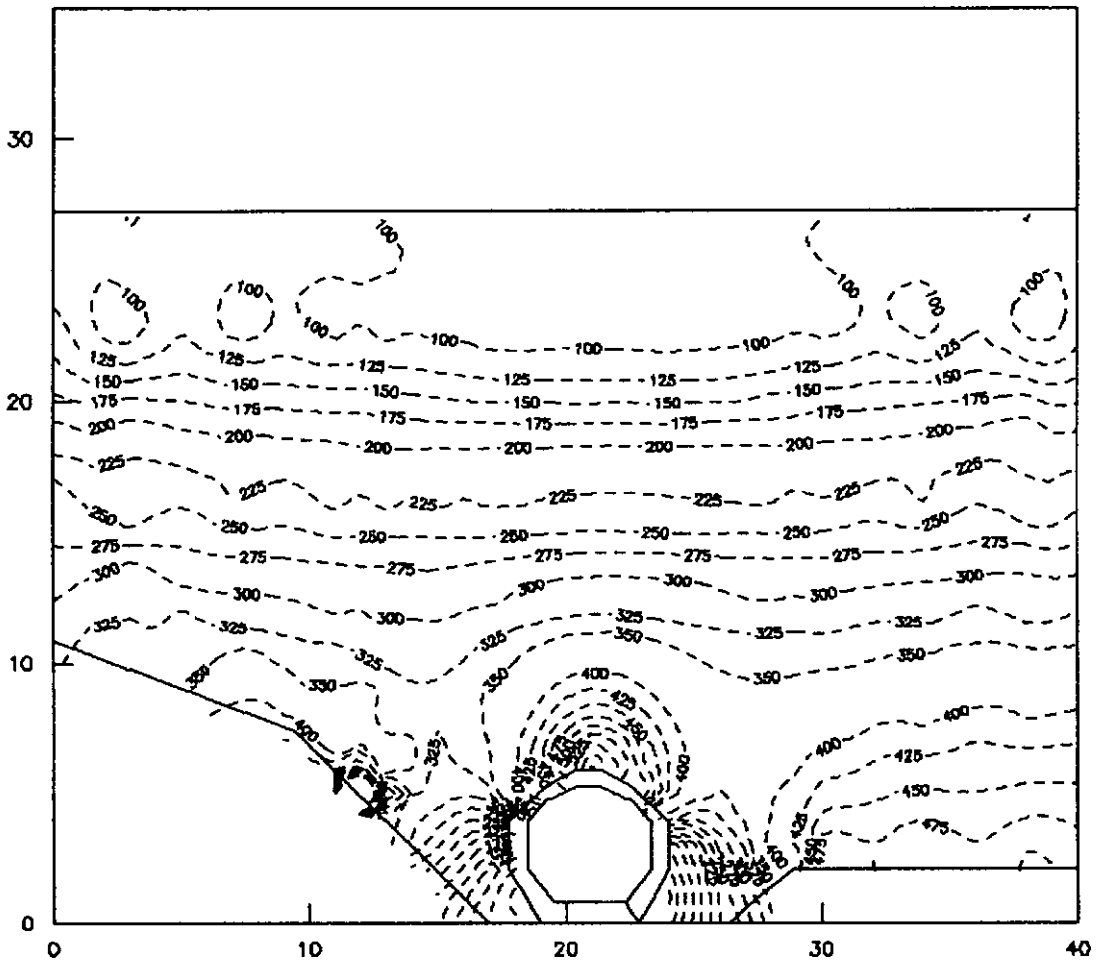
**FIG.34** BARRAGEM DE TULLAROODP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE TULLAROOD - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



**FIG.35** BARRAGEM DE TULLAROOD  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL.

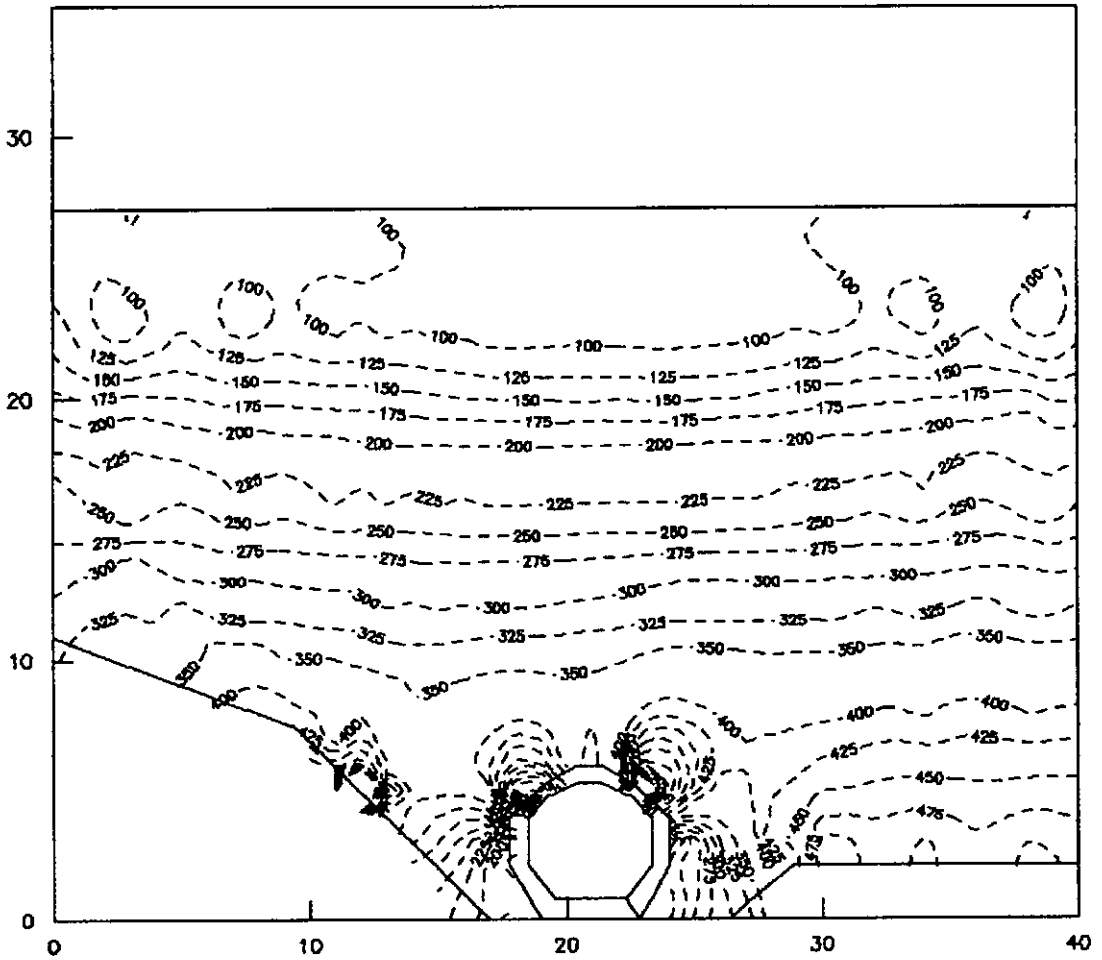
## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



**FIG.36** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL

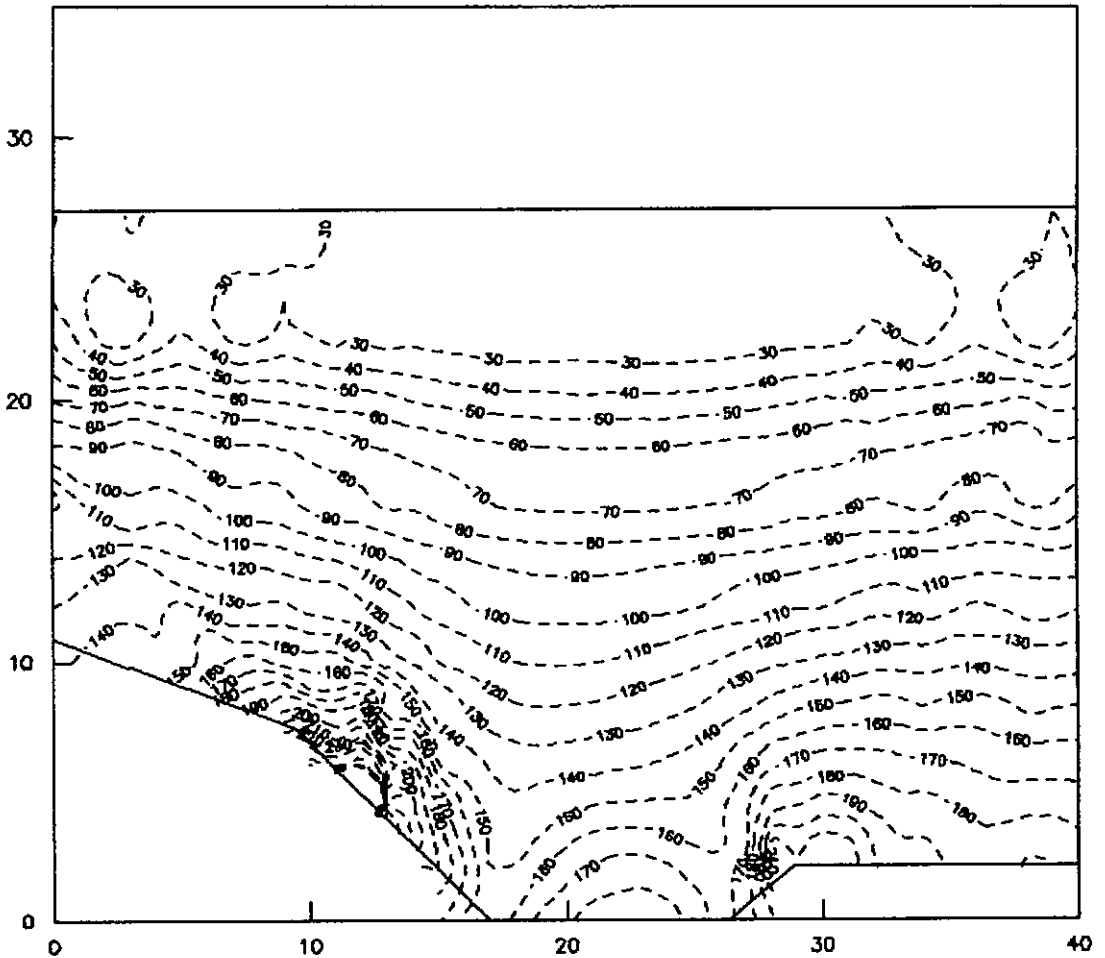


## BARRAGEM DE TULLAROOOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



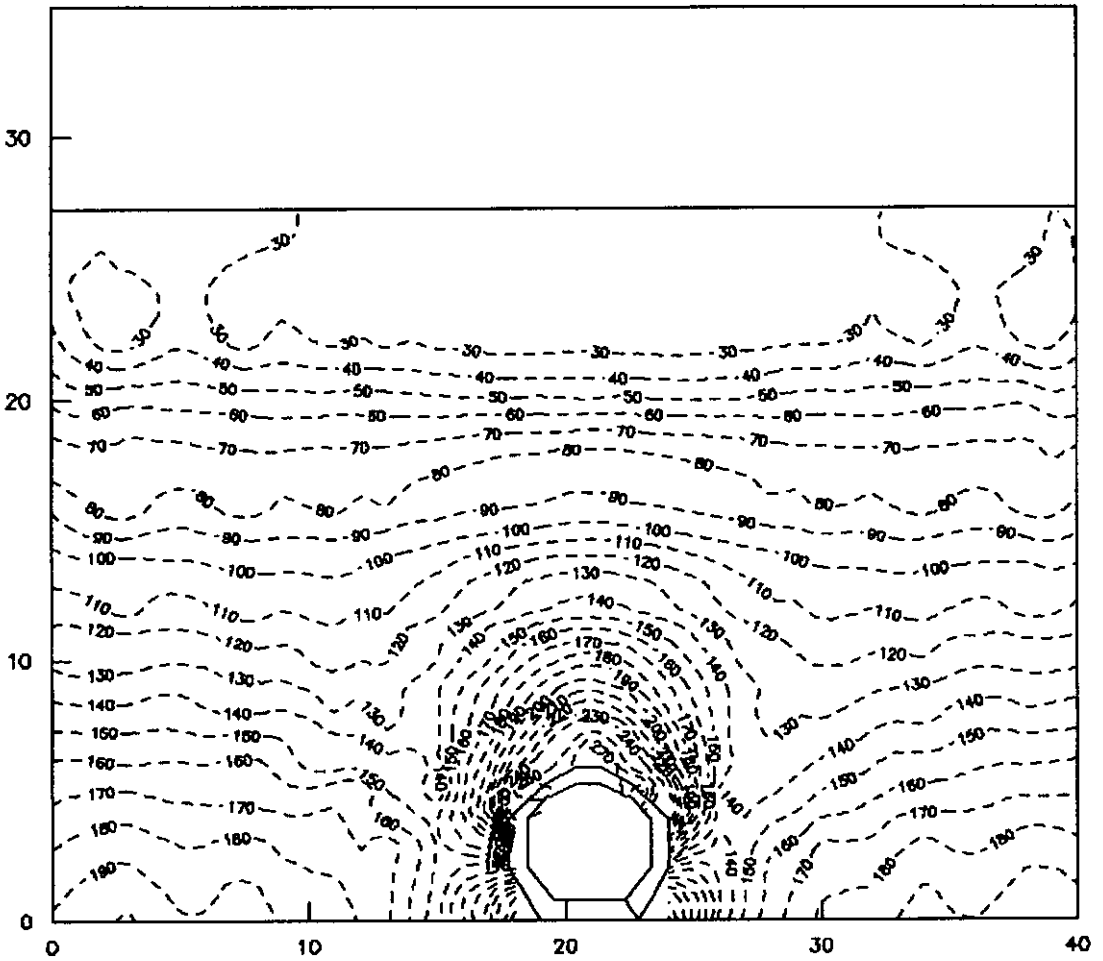
**FIG.37** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



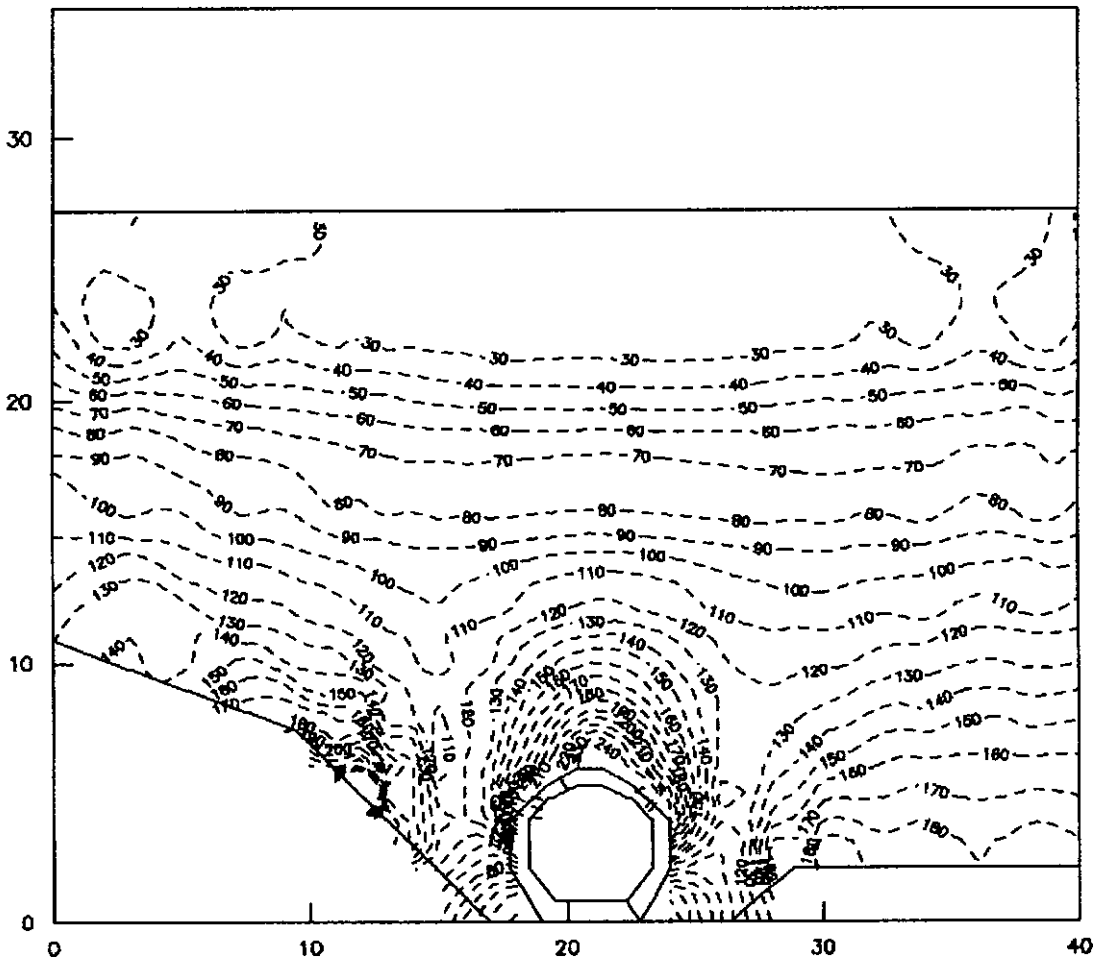
**FIG.38** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



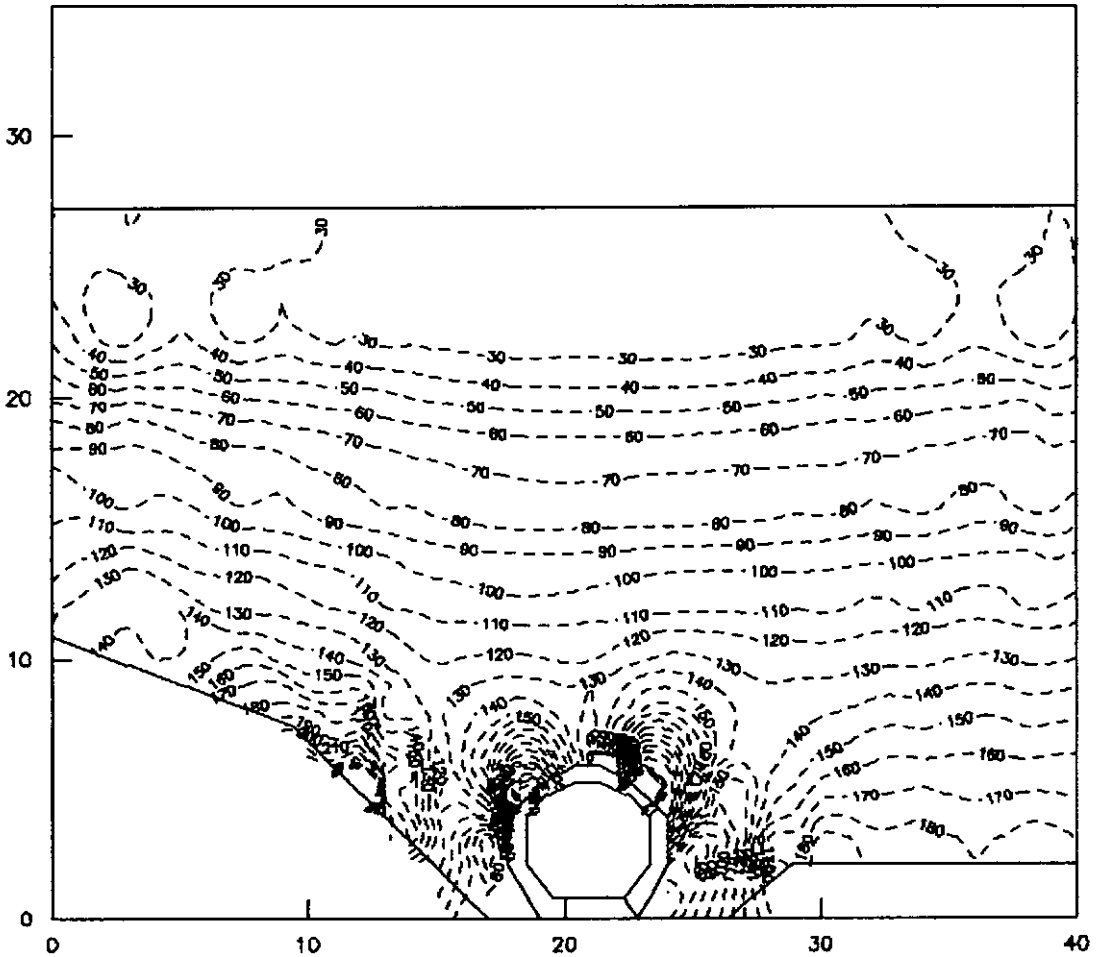
**FIG.39** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL

## BARRAGEM DE TULLAROOOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



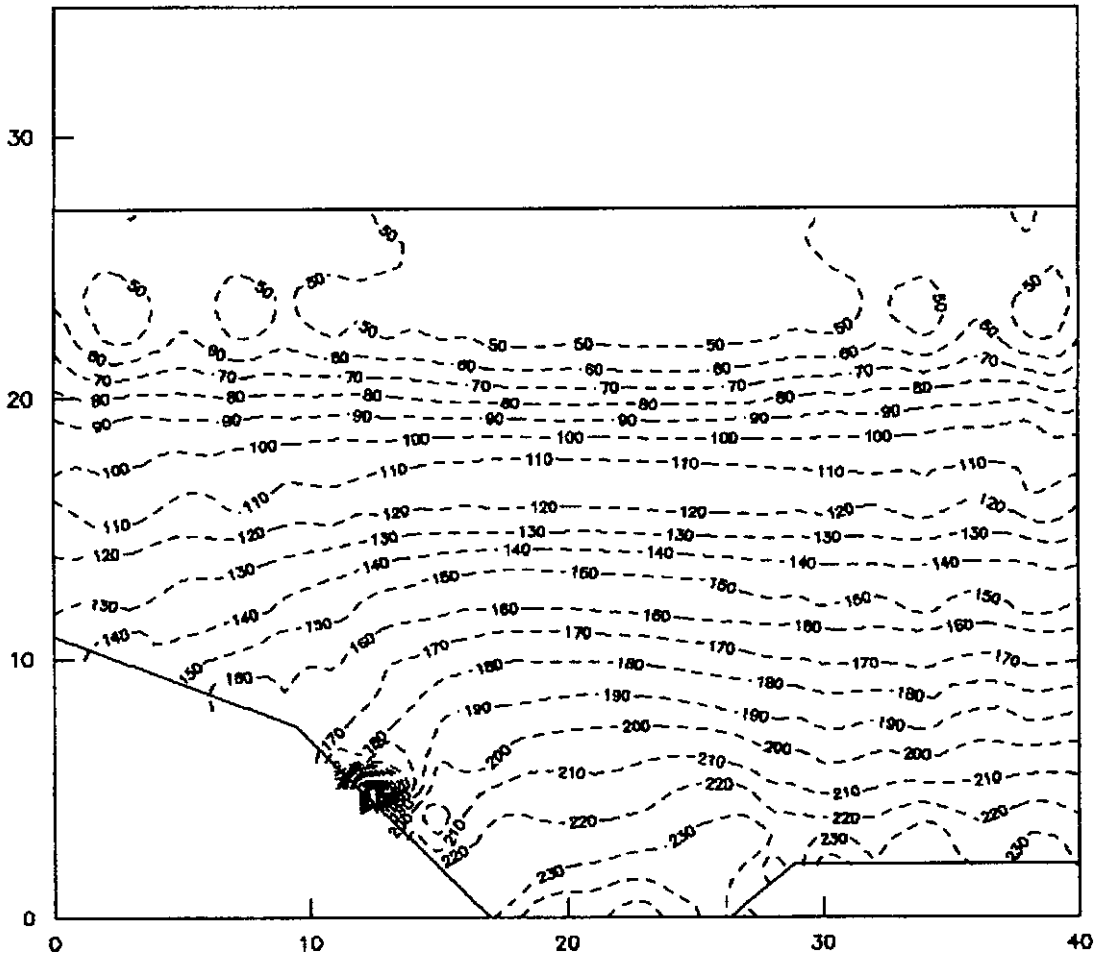
**FIG.40** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS ELÁSTICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



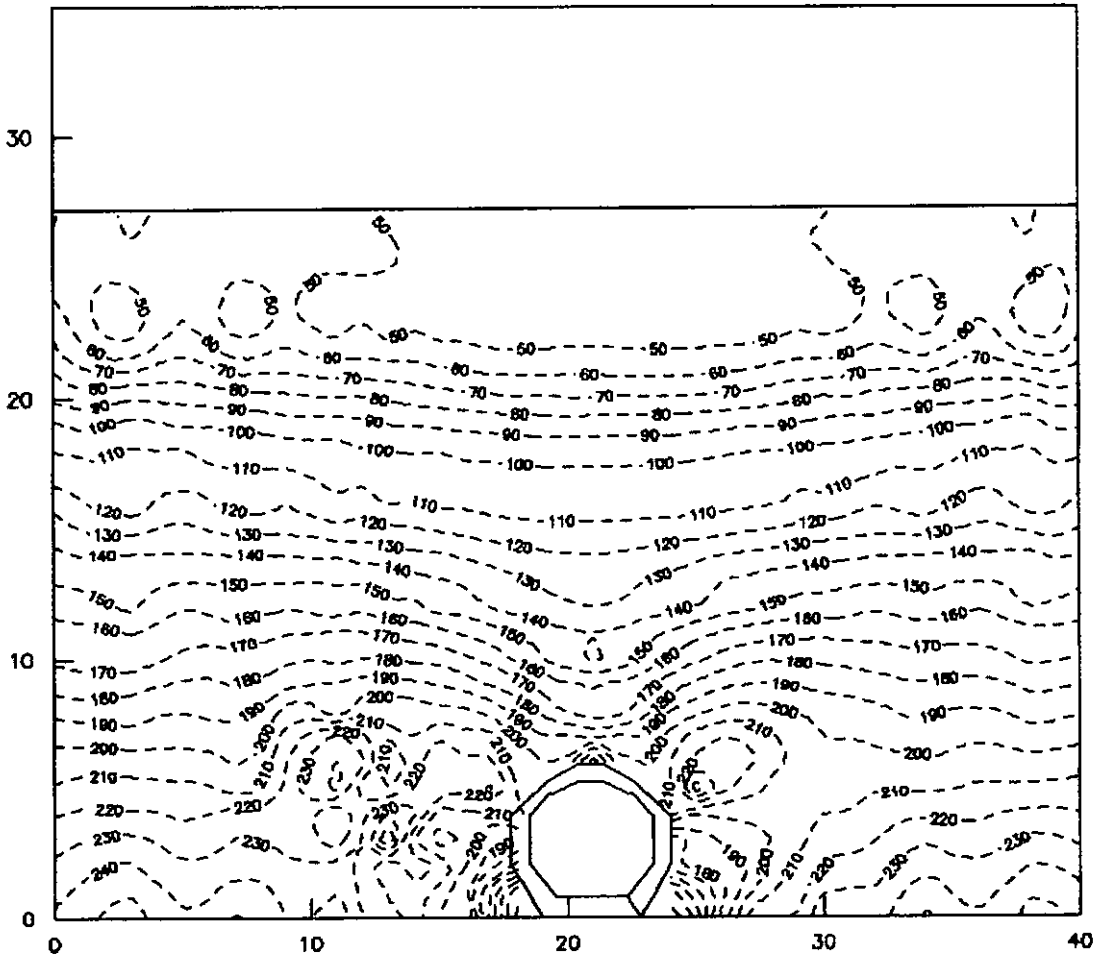
**FIG.41** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO ELÁSTICO LINEAR  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROO - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



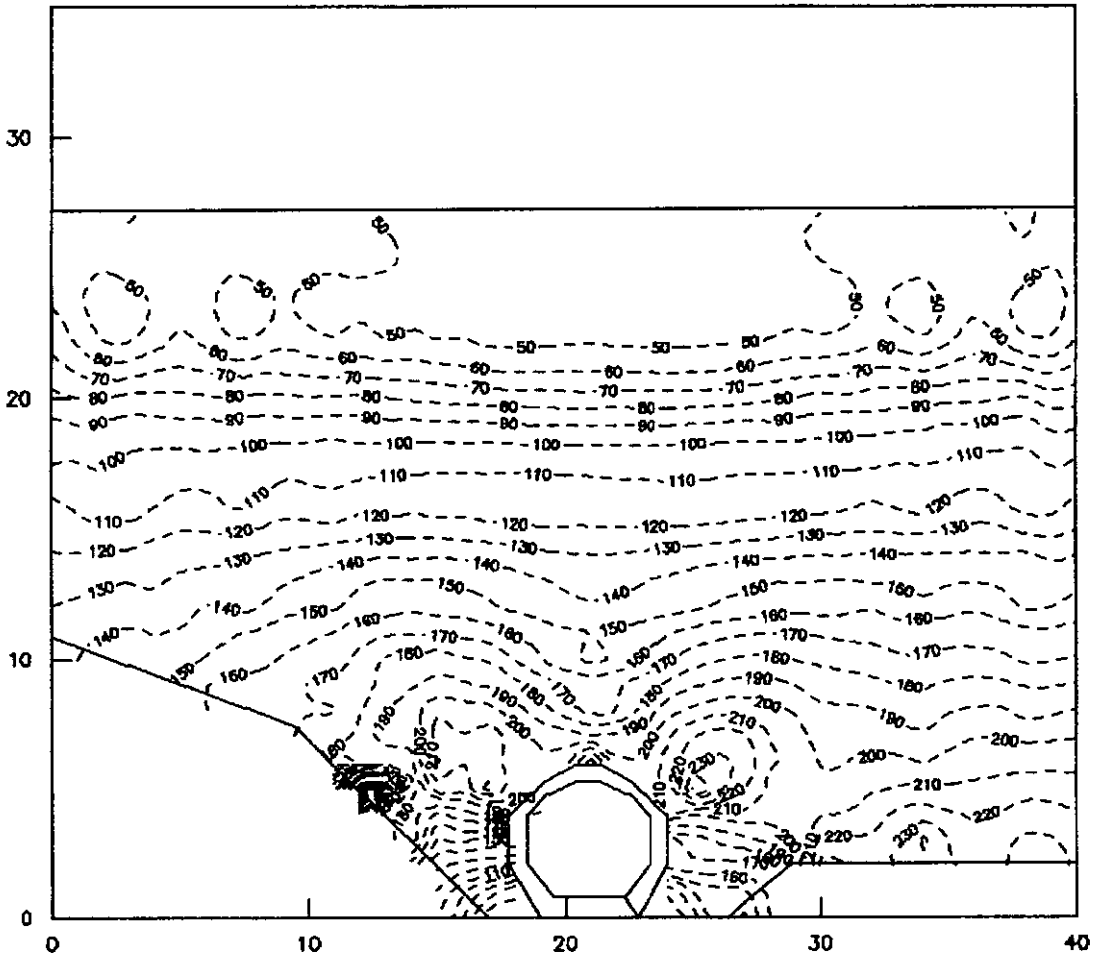
**FIG.42** BARRAGEM DE TULLAROO  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.43** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL

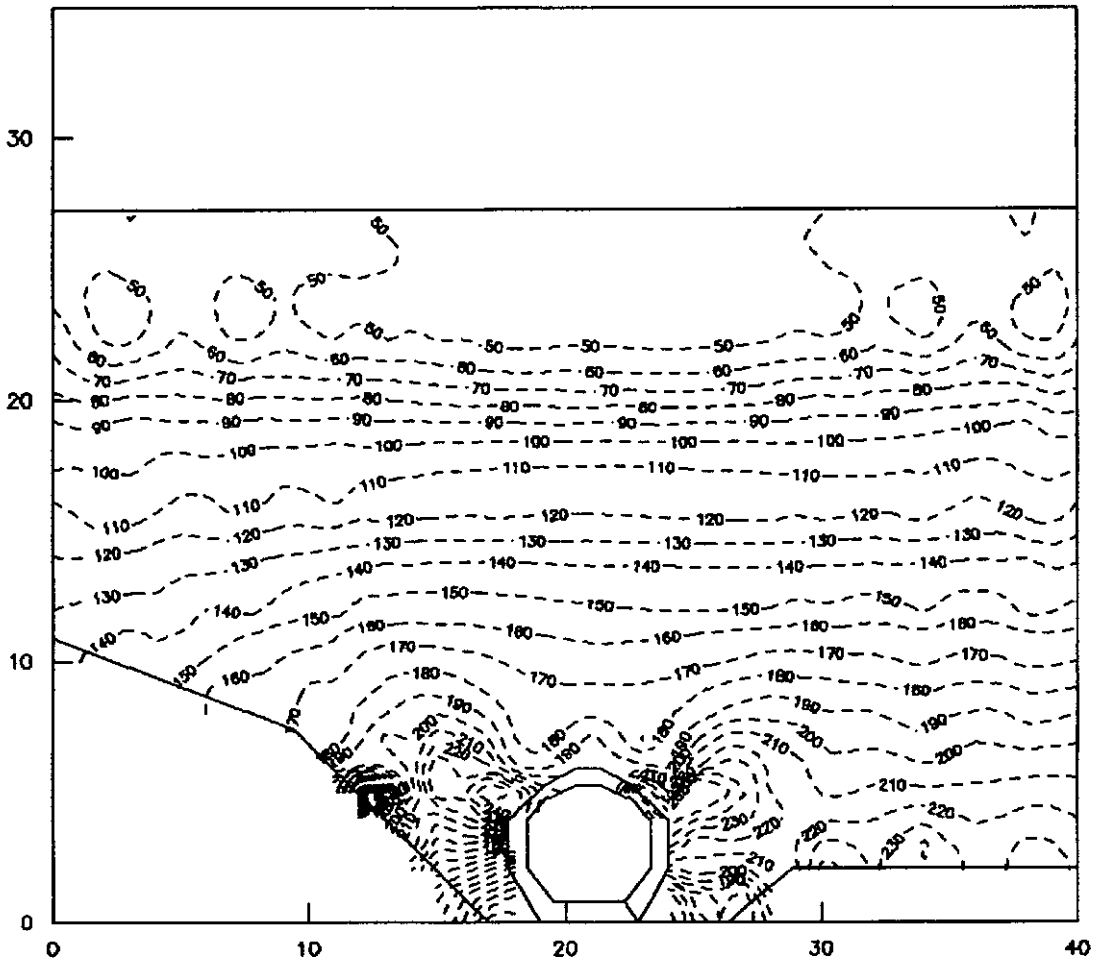
## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.44** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL.

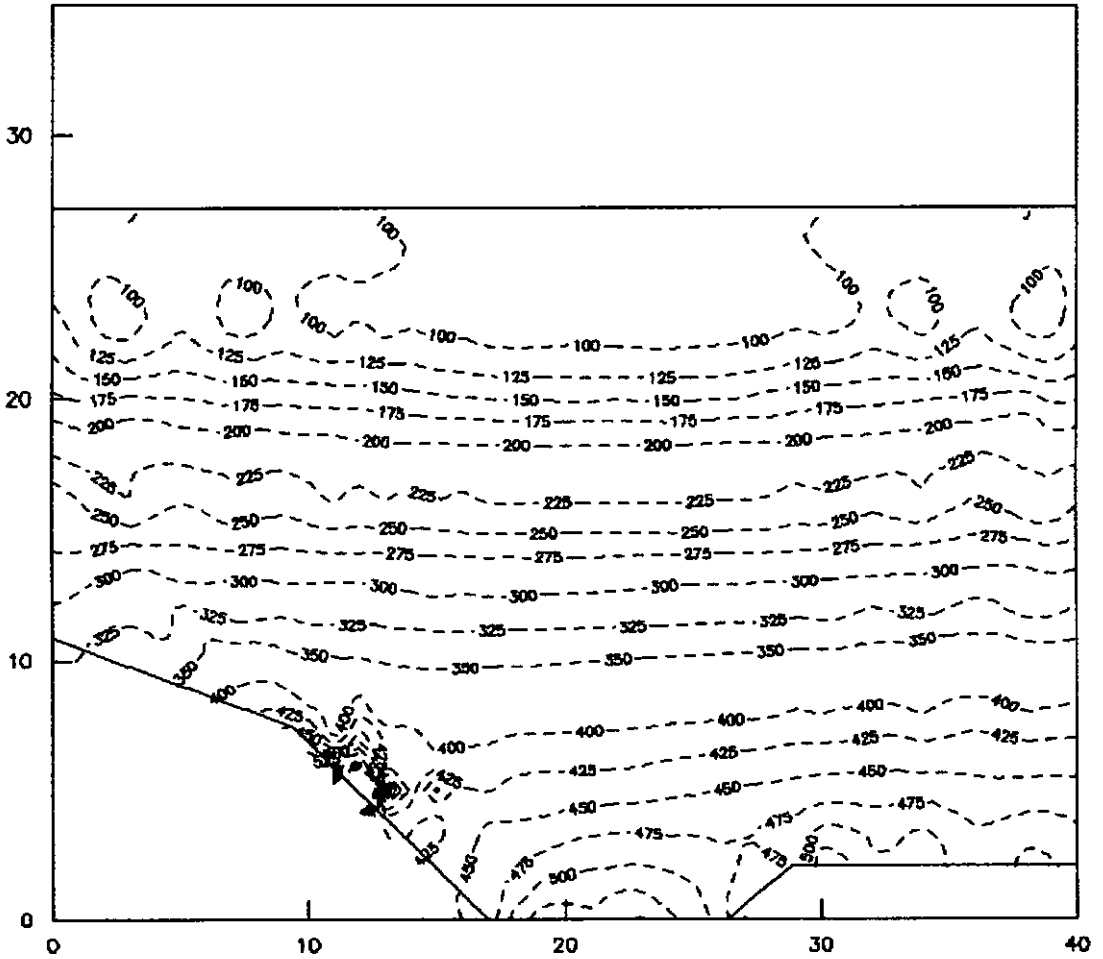


## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



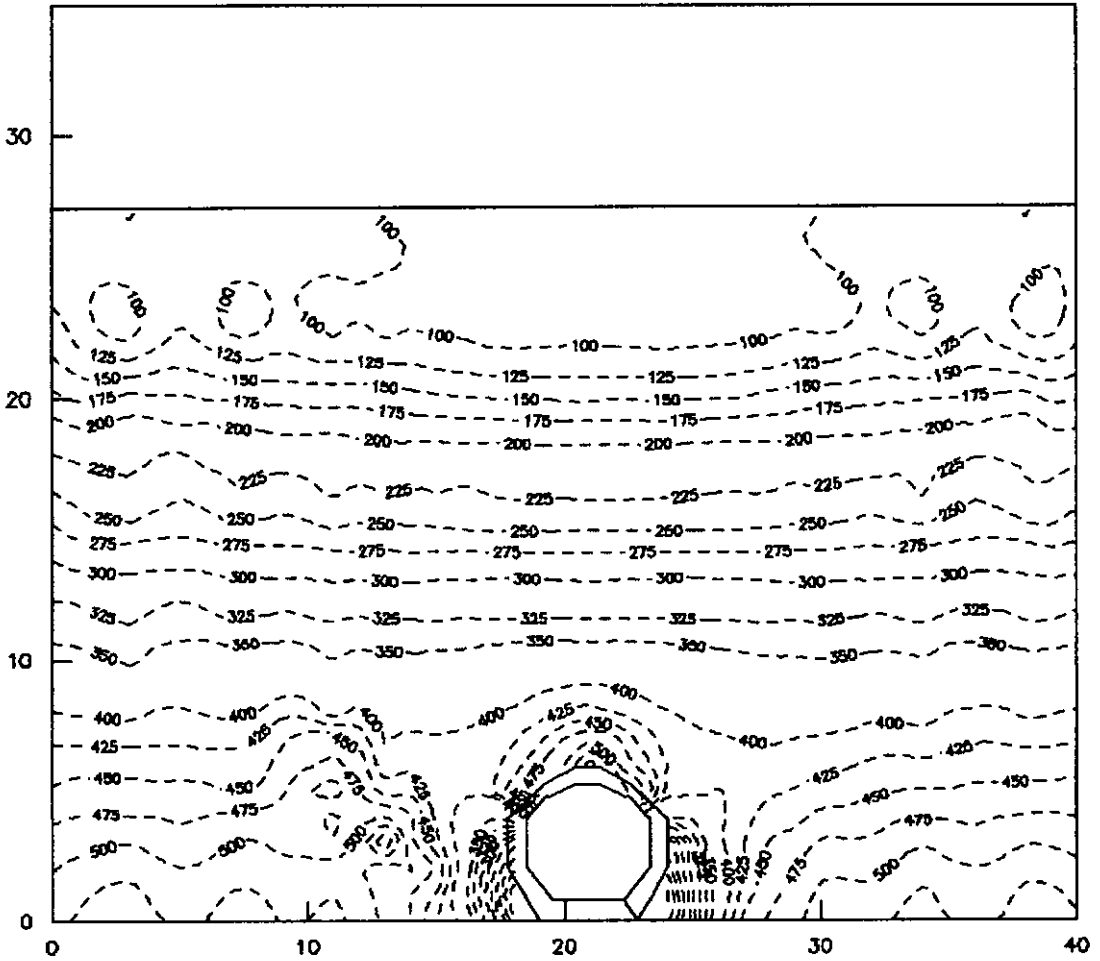
**FIG.45** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



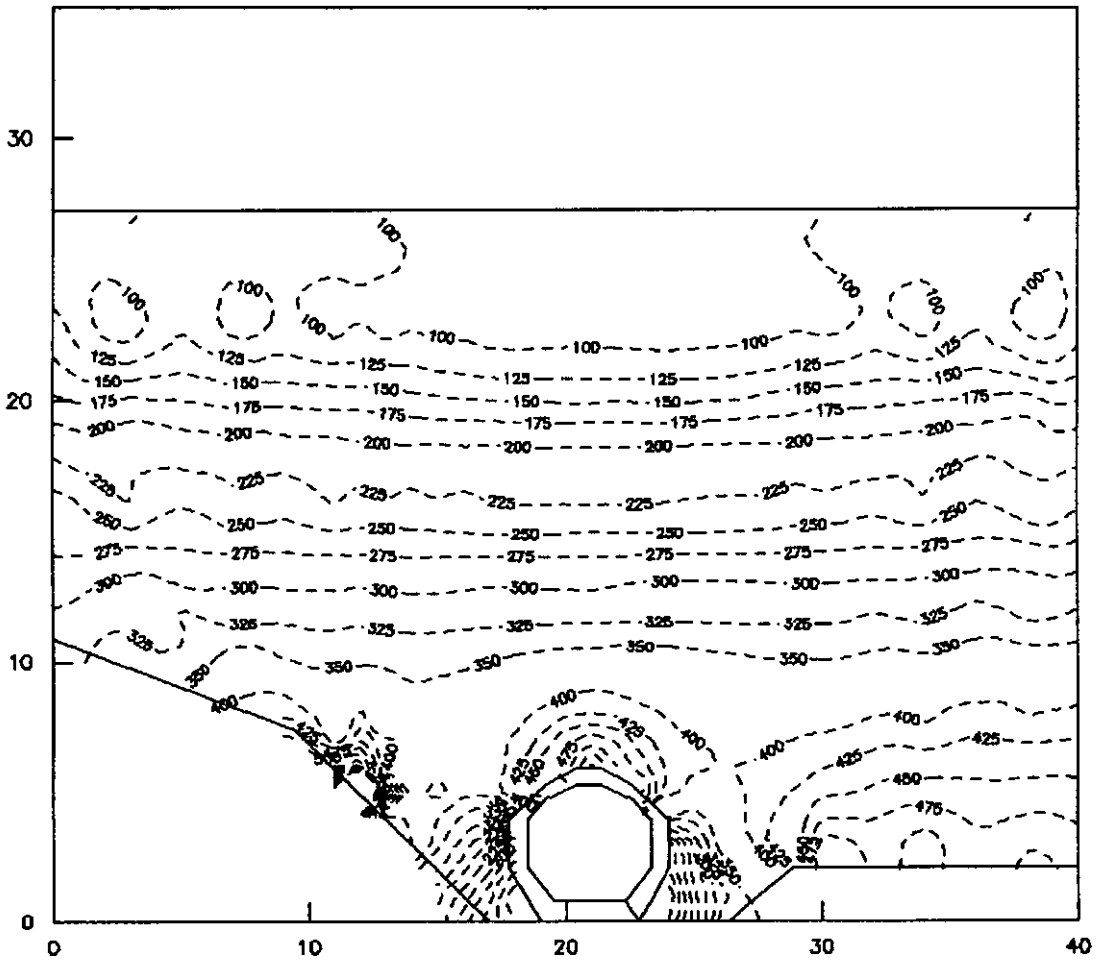
**FIG.46** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE TULLAROOOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



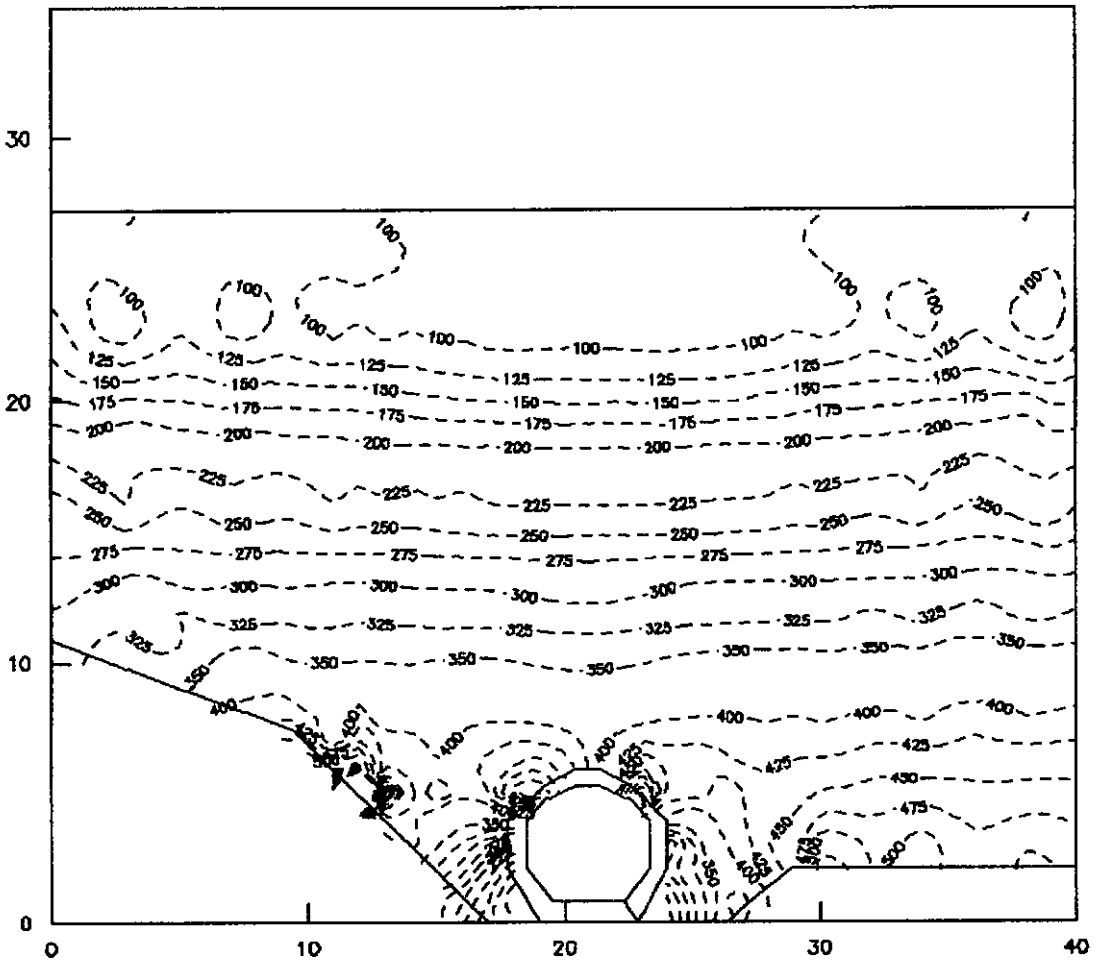
**FIG. 47** BARRAGEM DE TULLAROOOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



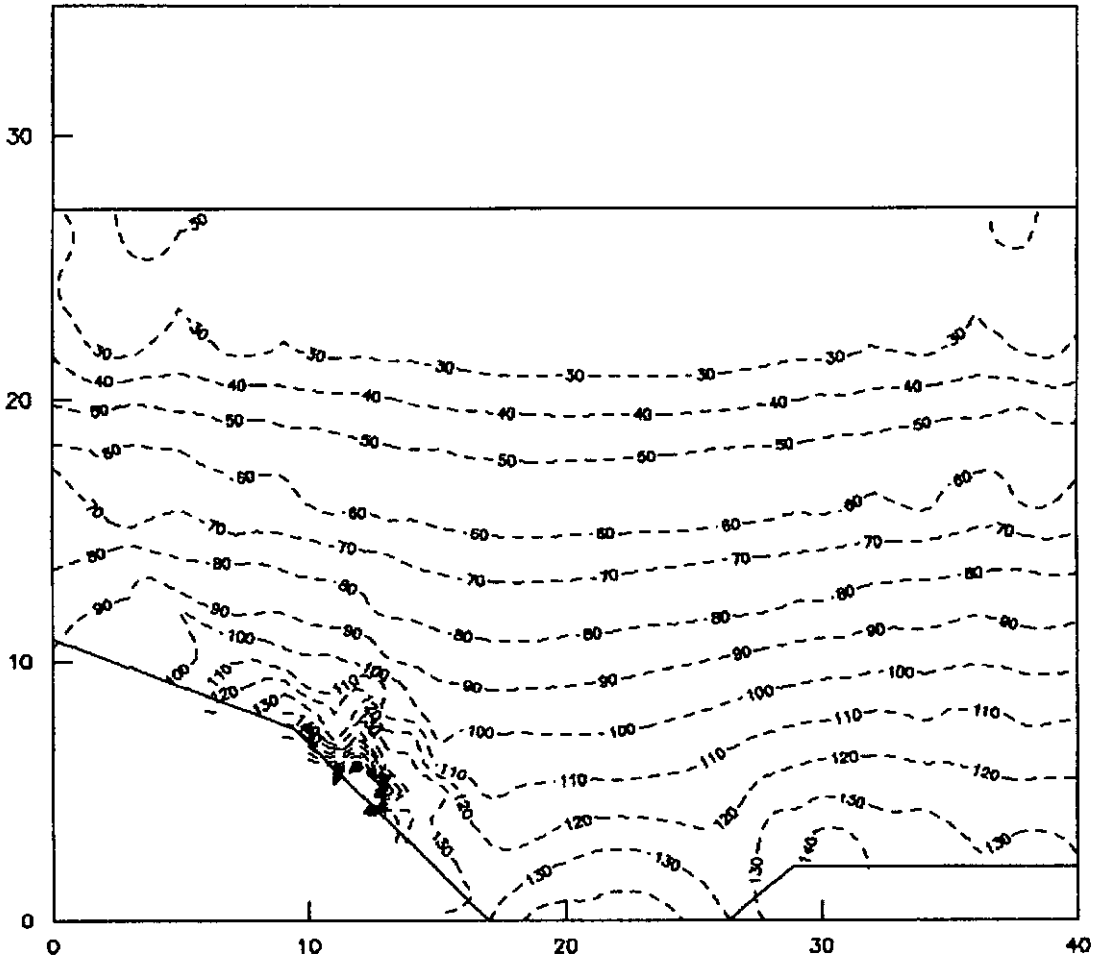
**FIG.48** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL

## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



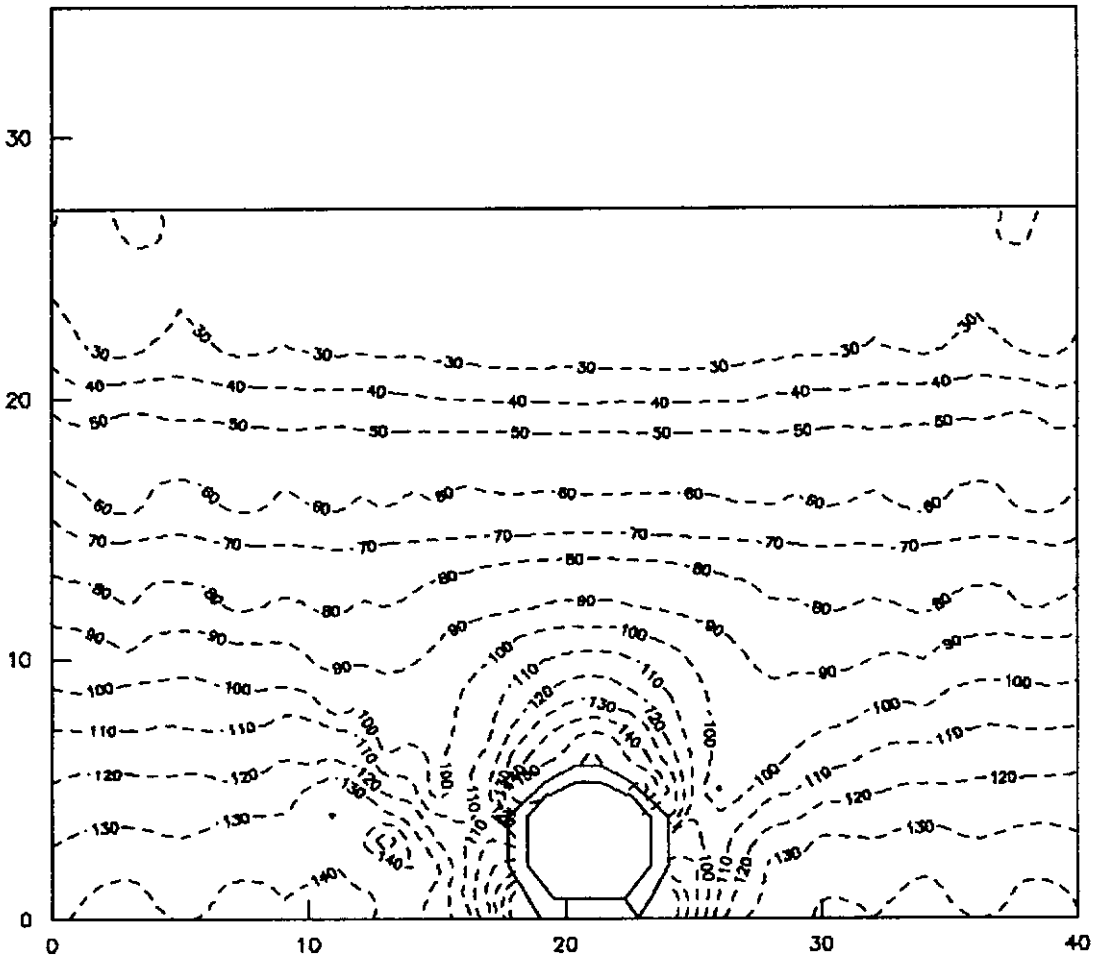
**FIG.49** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL.

BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



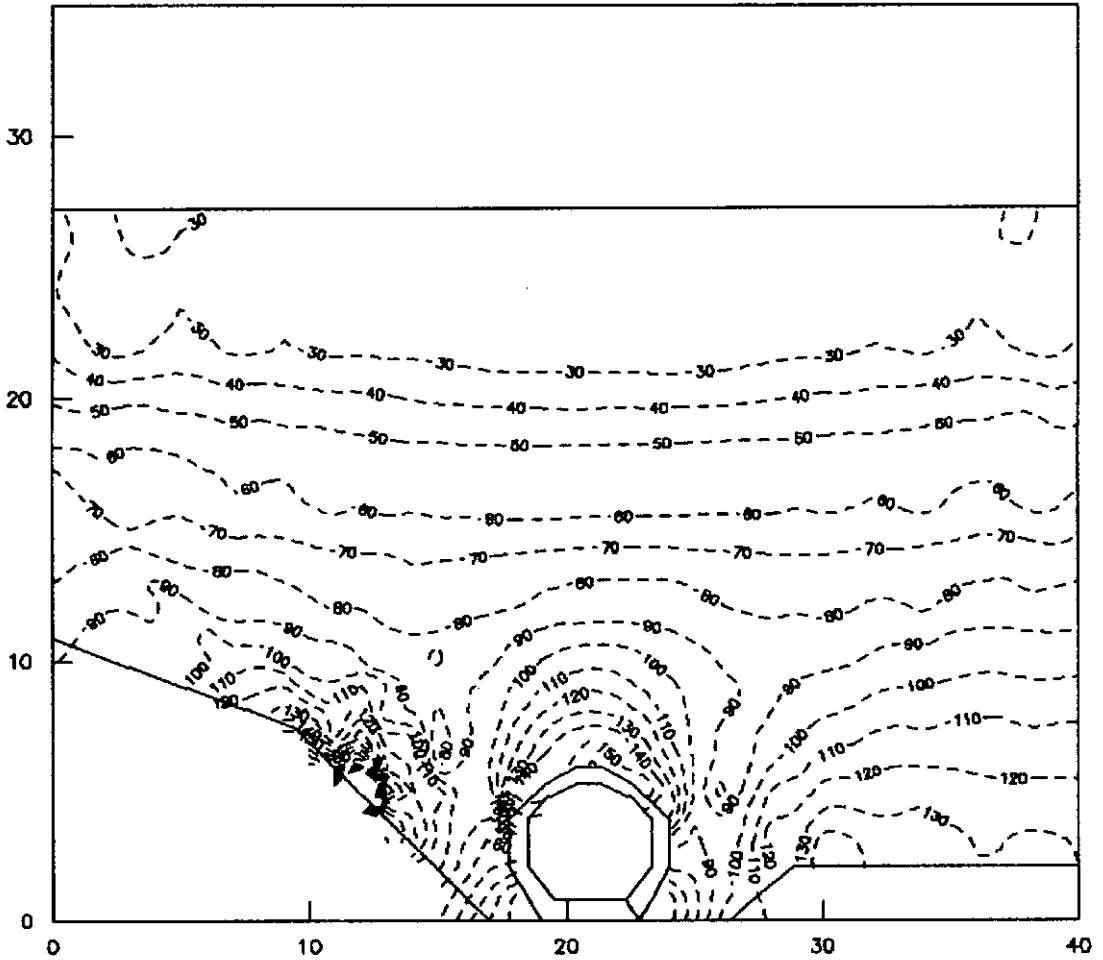
**FIG.50** BARRAGEM DE TULLAROOP  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
ANÁLISE SEM GALERIA

BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.51** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO O TERRENO HORIZONTAL

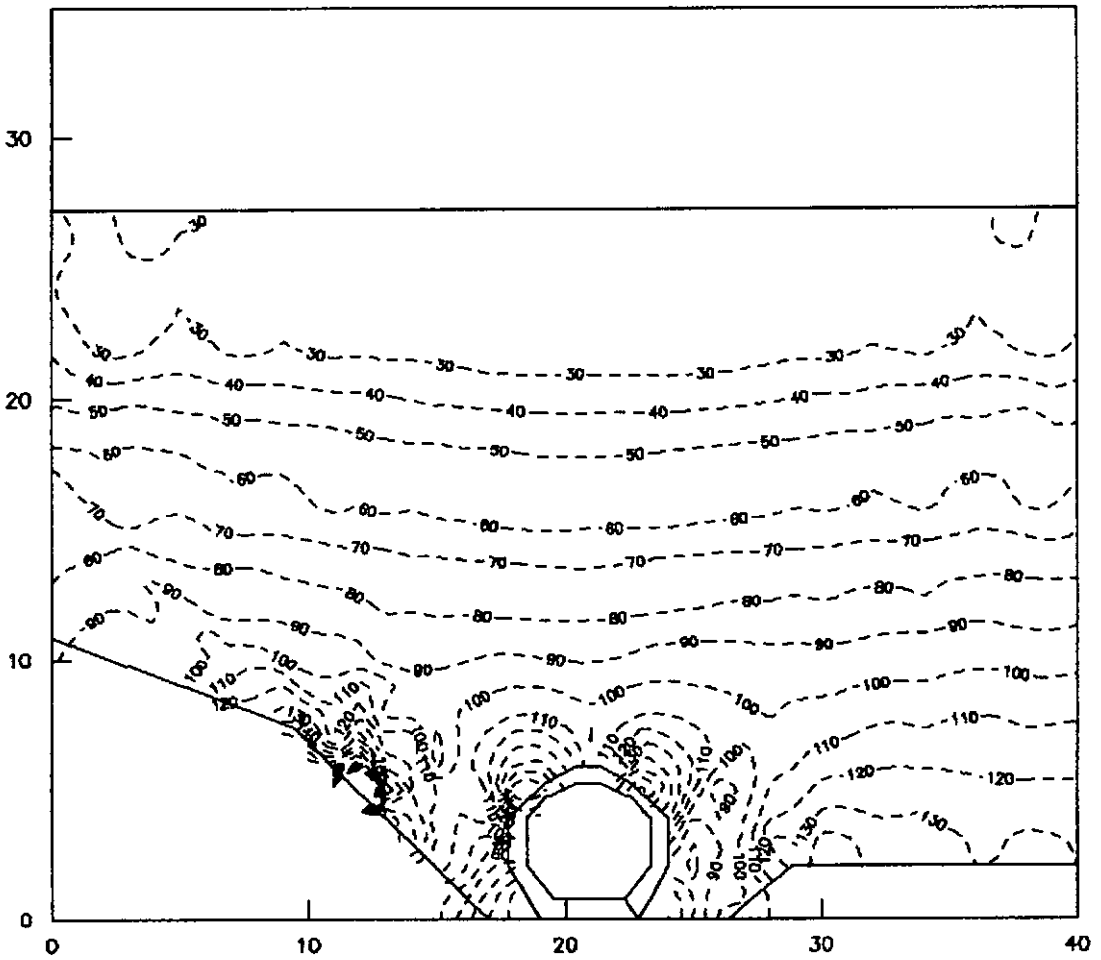
BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.52** BARRAGEM DE TULLAROOP  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA INDEFORMÁVEL



## BARRAGEM DE TULLAROOP - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.53** BARRAGEM DE TULLAROOP  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 MODELO DE COMPORTAMENTO HIPERBÓLICO  
 ANÁLISE CONSIDERANDO A GALERIA DEFORMÁVEL

## CAPÍTULO VII

## BARRAGEM DE JACAREÍ

=====

A barragem de Jacareí, juntamente com a barragem de Jaguari, constituem os principais reservatórios do sistema Cantareira da SABESP - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo, sendo tais reservatórios responsáveis pelo abastecimento de água da cidade de São Paulo.

A barragem de Jacareí apresenta como principais estruturas o maciço de terra, a galeria de desvio, o vertedor tulipa e a descarga de fundo, sendo objeto desse estudo a interação entre o aterro da estrutura de barramento, em material argiloso compactado, e a galeria de desvio em concreto armado que o atravessa perpendicularmente.

A barragem de terra é do tipo homogêneo, com eixo em forma de "S" alongado, e altura máxima de 63 metros, tendo sido construída no período de 1979 a 1981.

A galeria de desvio em concreto armado, encontra-se assente sobre uma camada de material compressível (solo residual e saprolito de gnaiss), com espessura aproximada de 20,0 m, na ombreira esquerda; tendo seção trapezoidal com 10,9 m de altura, largura máxima de 8,0 m e extensão total de 340,0m, 250,0 m dos quais sob o aterro da barragem, dividida em tramos de 20,0 m com juntas chavetadas.

Objetivando o acompanhamento das tensões atuantes na interface solo/estrutura, e avaliação dos efeitos do arqueamento do aterro sobre a galeria, foram instaladas, na face externa da galeria, em duas seções, uma no eixo da barragem e outra 30,0 m a jusante do mesmo, nove e cinco células de pressão total, respectivamente.

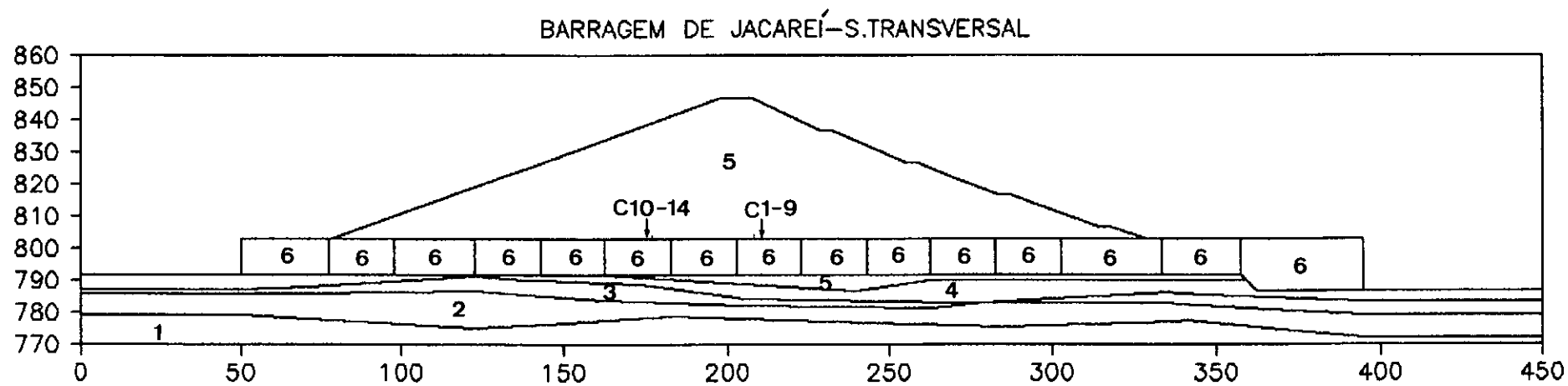
Verificou-se, de uma maneira geral, ter sido a evolução das pressões totais linear e crescente com a subida do aterro, tendo sido registrado no topo da estrutura valores de tensão vertical variando entre 35% e 80% dos peso de terra sobre a mesma.

Foram efetuadas pela projetista duas retro-análises utilizando programa de elementos finitos, cujos resultados mostraram--se bastante superiores aos valores registrados pela instrumentação.

#### VII.1 ANÁLISES TRANSVERSAIS =====

A barragem de Jacaref, no trecho sobre a galeria de desvio, tem altura de 55 m, o que significa uma altura de aterro de 44,9 m acima da estrutura enterrada, sendo a seção considerada nas análises e a distribuição das células de pressão total instaladas no topo da galeria apresentadas na figura 54.

A estrutura foi instalada em vala escavada na ombreira esquerda, estando assente sobre uma camada de aterro compactado sobrejacente a material compressível com espessura média de 20,0m.



CONVENÇÃO :

1. ROCHA Sã
2. ROCHA ALTERADA POUCO DEFORMÁVEL
3. ROCHA ALTERADA MEDIANAMENTE DEFORMÁVEL
4. ROCHA ALTERADA MUITO DEFORMÁVEL
5. ATERRO ARGILOSO COMPACTADO
6. CONCRETO

FIG.54 BARRAGEM DE JACAREÍ  
SEÇÃO TRANSVERSAL  
SEM ESCALA

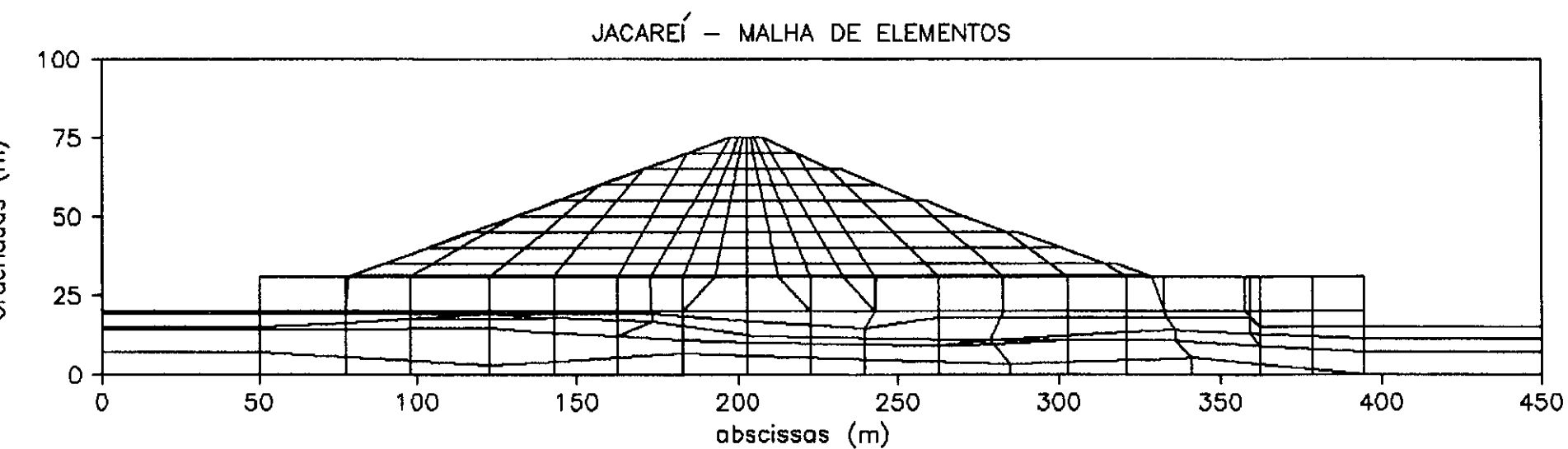


FIG.55 BARRAGEM DE JACAREÍ  
SEÇÃO TRANSVERSAL  
SEM ESCALA

A malha de elementos finitos adotada nas análises, a qual é apresentada na figura 55, é composta por 314 elementos e 327 nós, tendo sido a construção do aterro em 12 camadas com espessura crescente, objetivando concentrar informações na interface solo estrutura, tendo sido os elementos de fundação considerados como pré-existentes.

A estrutura foi considerada como indeformável, no entanto deslocável, uma vez que o terreno de assentamento é constituído de material muito deformável.

Objetivando simular os deslocamentos relativos entre os tramos que compõem a galeria, foram introduzidos, entre os mesmos, elementos de pequena largura com módulo de elasticidade reduzido, tendo sido os deslocamentos de nós pertencentes a um mesmo tramo vinculados entre si.

Os estudos foram efetuados considerando modelo de comportamento elástico linear uma vez que os parâmetros disponíveis, nos artigos de consulta [016] [021] [022] [032] [033] [034] [040], adotavam tal modelo de comportamento, sendo provavelmente este o que melhor simula o comportamento dos materiais utilizados.

Foram efetuadas análises transversais pelo eixo da galeria, com os parâmetros adotados em retro-análise, efetuada pela projetista em 1982 [032], onde se obteve compatibilidade entre os deslocamentos verticais calculados e medidos, com a finalidade de avaliar a confiabilidade da modelagem aqui utilizada, e determinar, conjuntamente com análise longitudinal pelo eixo da estrutura de barramento,

TABELA 9 : BARRAGEM DE JACAREI,  
RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS PARAMÉTRICAS DAS ANÁLISES TRANSVERSAIS EFETUADAS

ESTUDOS EFETUADOS	PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE				
	MÓDULO DE YOUNG (kPa)		Efundação	COEFICIENTE DE POISSON	
	ATERRO	FUNDAÇÃO	Eaterro	ATERRO	FUNDAÇÃO
AValiação COMPORTAMENTO CONFORME AS PREMISSAS DE RETRO-ANALISE EFETUADA	35.000	15.000	0,40	0,35	0,30
=====	=====	=====	=====	=====	=====
AValiação DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ENTRE OS MÓ- DULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO	35.000	3.500	0,10	0,35	0,30
	35.000	7.000	0,20	0,35	0,30
	35.000	17.500	0,50	0,35	0,30
	35.000	35.000	1,0	0,35	0,30
	35.000	70.000	2,0	0,35	0,30
	35.000	175.000	5,0	0,35	0,30
	35.000	350.000	10	0,35	0,30
	35.000	indeformavel	10	0,35	0,30

a influência da geometria do terreno natural na distribuição transversal de tensões.

Objetivando verificar a influência da relação entre os módulos de Young dos materiais constituintes da fundação e do aterro, foram efetuados estudos complementares mantendo-se constante o módulo do aterro e variando-se o módulo da fundação, sendo o coeficiente de Poisson mantido constante em tais análises.

Foram efetuadas, no total, nove análises transversais, cujas características assim como os parâmetros de deformabilidade dos materiais, são sumarizadas na tabela 9.

#### VII.2 ANÁLISES LONGITUDINAIS

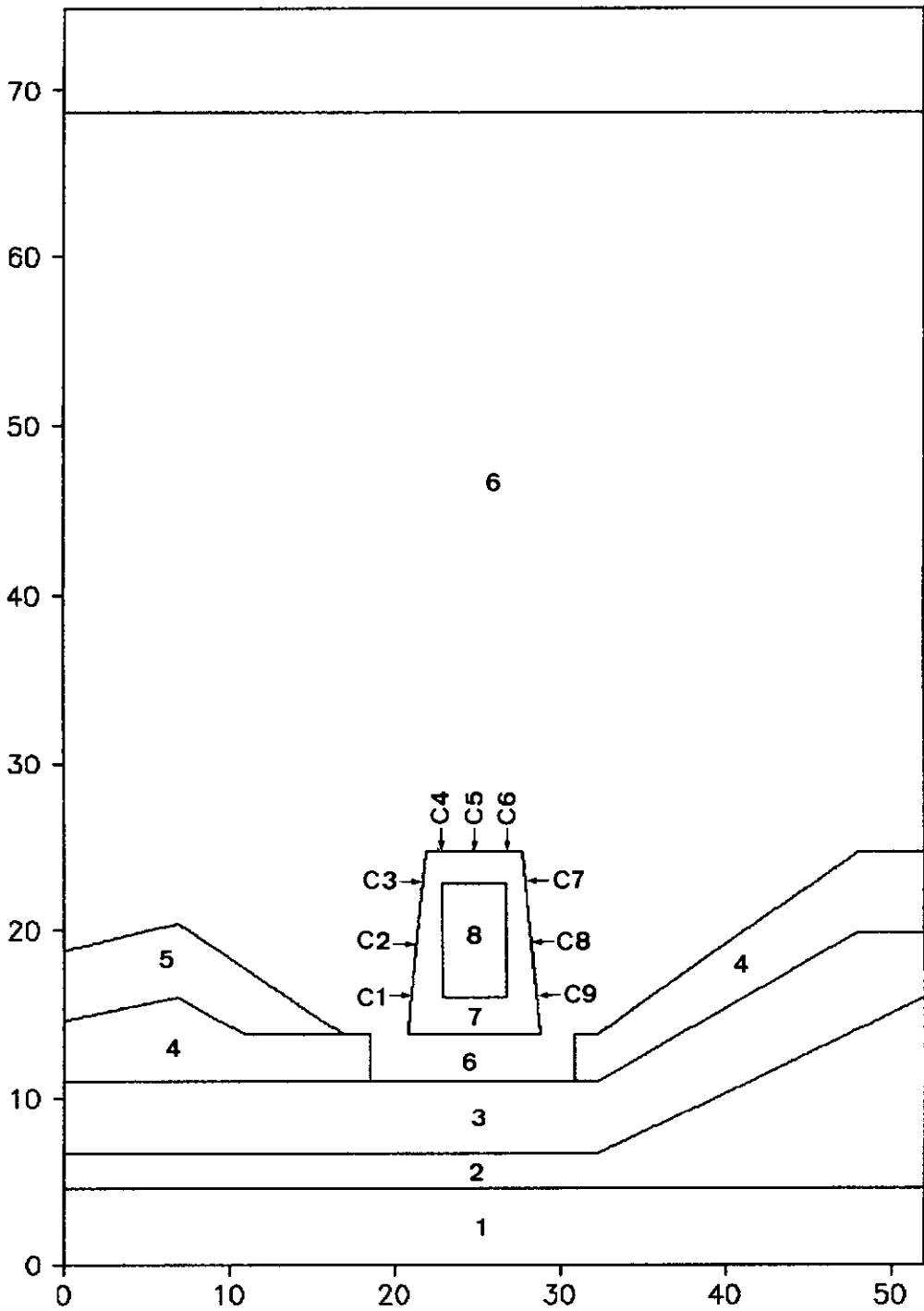
=====

A estrutura foi construída em vala, de forma aproximadamente trapezoidal, na ombreira esquerda, estando assente sobre 3,0m de aterro compactado, sobrejacente a 12,0m de material compressível.

Uma vez que, uma análise longitudinal completa pelo eixo da estrutura de barramento, exigiria um número exorbitante de elementos, ainda assim não permitindo o detalhamento desejado nas imediações da galeria, os estudos restringiram-se à região em torno da estrutura, cuja geometria bem como o posicionamento das células de pressão total, é apresentada na figura 56, com dimensão horizontal equivalente a 6,5 vezes a largura máxima da mesma, utilizando o artifício de considerar as fronteiras laterais



## JACAREÍ – SEÇÃO LONGITUDINAL

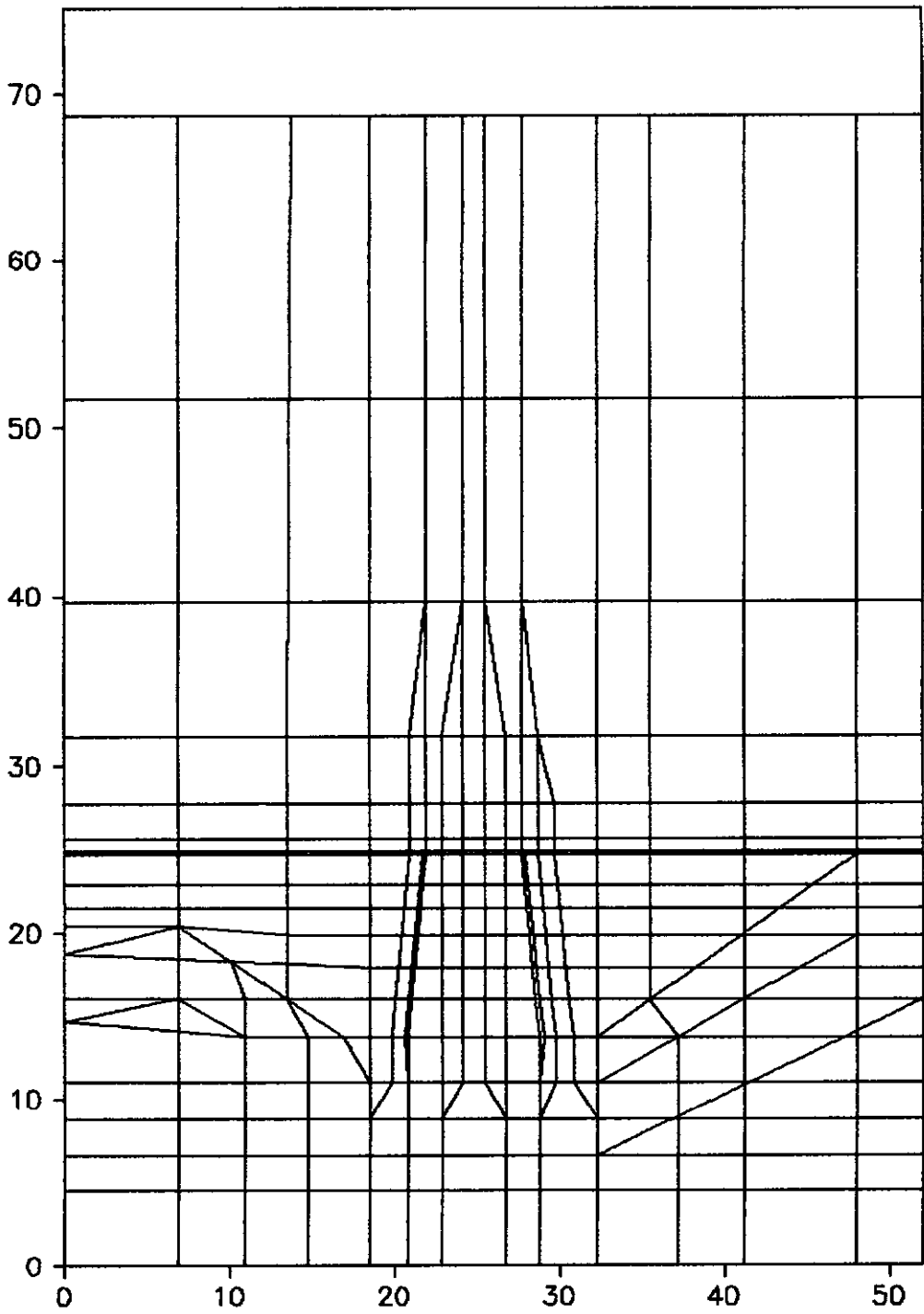


## CONVENÇÃO:

1. ROCHA ALTERADA POUCO DEFORMÁVEL
2. ROCHA ALTERADA MEDIANAMENTE DEFORMÁVEL
3. ROCHA ALTERADA MUITO DEFORMÁVEL
4. SOLO RESIDUAL
5. COLÚVIO
6. ATERRO ARGILOSO COMPACTADO
7. CONCRETO
8. AR

**FIG.56** BARRAGEM DE JACAREÍ  
SEÇÃO LONGITUDINAL

## JACAREÍ—MALHA DE ELEMENTOS FINITOS



**FIG.57** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 SEÇÃO LONGITUDINAL  
 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

indeslocáveis na direção horizontal.

A malha de elementos finitos adotada nas análises, a qual é apresentada na figura 57, é composta por 324 elementos e 333 nós, simulando-se a construção do aterro em 13 camadas com espessura crescente, de maneira a concentrar informações nas imediações da estrutura, sendo os elementos de fundação considerados como pré-existentes.

A estrutura foi considerada como indeformável, sem no entanto ter seus deslocamentos, devido às deformações do terreno subjacente, restringidos, utilizando-se o artifício de vincular os deslocamentos dos nós constituintes da estrutura entre si.

Foram efetuadas três análises com os parâmetros utilizados em retro-análise efetuada anteriormente [032] [016], com a finalidade de avaliar a perturbação provocada pela intrusão rígida no campo de tensões estabelecido no aterro e determinar a influência da geometria do terreno de fundação na distribuição de tensões em torno da estrutura rígida.

Objetivando verificar a influência da relação entre os módulos de deformabilidade do aterro e da fundação, foram efetuadas oito análises onde variou-se o módulo de Young da fundação mantendo-se constante o módulo de deformabilidade do aterro e o coeficiente de Poisson de ambos os materiais.

As características tanto geométricas como paramétricas das análises citadas acima são apresentadas resumidamente na tabela 10, a seguir.

TABELA 10 : BARRAGEM DE JACAREÍ,  
RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS ANÁLISES LONGITUDINAIS EFETUADAS

ESTUDOS EFETUADOS	PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE					CARACTERÍSTICAS	
	MÓDULO DE YOUNG (kPa)		COEF. DE POISSON			GALERIA	TERRENO
	ATERRO	FUNDAÇÃO	E aterro	ATERRO	FUNDAÇÃO		
AVALIAÇÃO COMPORTAMENTO CONFORME AS PREMISSAS DE RETRO-ANÁLISE EFETUADA	35.000	15.000	0,40	0,35	0,30	ausente	irregular
	35.000	15.000	0,40	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	15.000	0,40	0,35	0,30	presente	horizontal
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO	35.000	3.500	0,10	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	7.000	0,20	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	17.500	0,50	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	35.000	1,0	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	70.000	2,0	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	175.000	5,0	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	350.000	10	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	indeform.	10	0,35	0,30	presente	irregular
	35.000	indeform.	10	0,35	0,30	presente	irregular

### VII.3 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

=====

#### VII.3.1 DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES

-----

As informações de instrumentação disponíveis não permitem avaliar a distribuição de tensões ao longo de toda a extensão da estrutura, uma vez que apenas duas seções próximas ao eixo foram instrumentadas, no entanto os valores registrados pelos instrumentos ao final da construção, mostraram valores de tensão muito inferiores ao peso de terra.

As análises transversais efetuadas com os parâmetros da retro-análise, apresentaram valores semelhantes ao do peso de terra, conforme pode ser visto nas figura 58 e 59, o que justifica-se pelo fato da análise transversal não permitir a consideração do efeito da presença de uma estrutura indeformável no interior de um maciço compressível.

As análises longitudinais permitem a consideração do efeito de intrusão rígida, tendo sido portanto a análise transversal corrigida, para refletir tal concentração ou alívio de tensões em torno da estrutura rígida, sendo o coeficiente de correção determinado de acordo com a formulação a seguir:

$$F.\text{correção} = \frac{\text{Tensão no topo da estrutura (an. longitudinal)}}{\text{Tensão no eixo da barragem (an. transversal)}}$$

Esperava-se um alívio de tensões, em torno da estrutura devido à compressibilidade do terreno de fundação, no

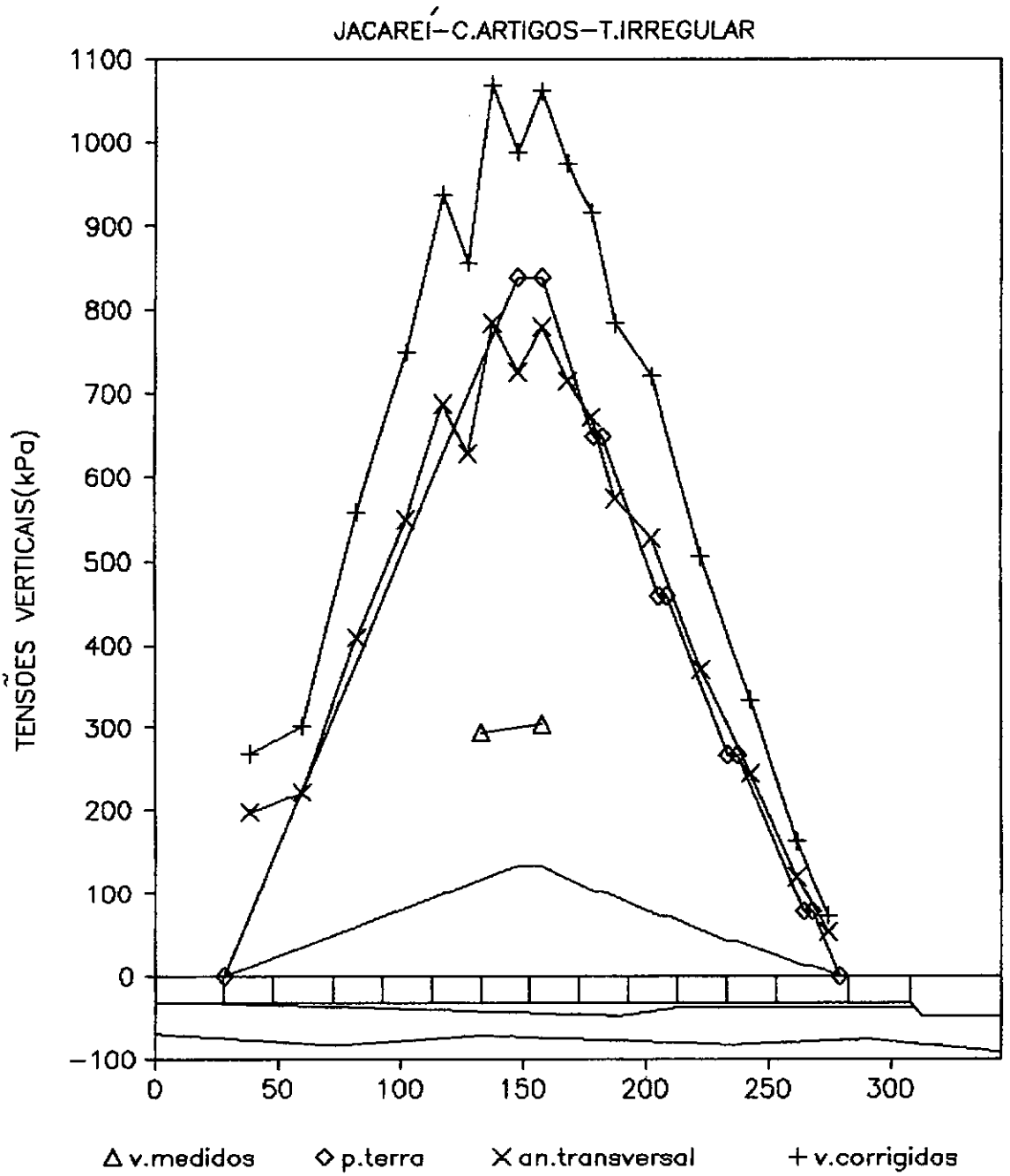
entanto tal comportamento não foi observado, por ser o terreno adjacente tão compressível quanto a fundação, sendo ambos mais compressíveis que o aterro, e o material mais compressível nas laterais da estrutura de maior espessura.

A distribuição de tensões corrigidas com base nas análises longitudinais mostrou-se bastante superior ao peso de terra, apresentando resultados ainda mais afastados dos valores registrados pela instrumentação, tanto para análise com terreno irregular como para terreno horizontal, o que também pode ser visto nas figuras 58 e 59.

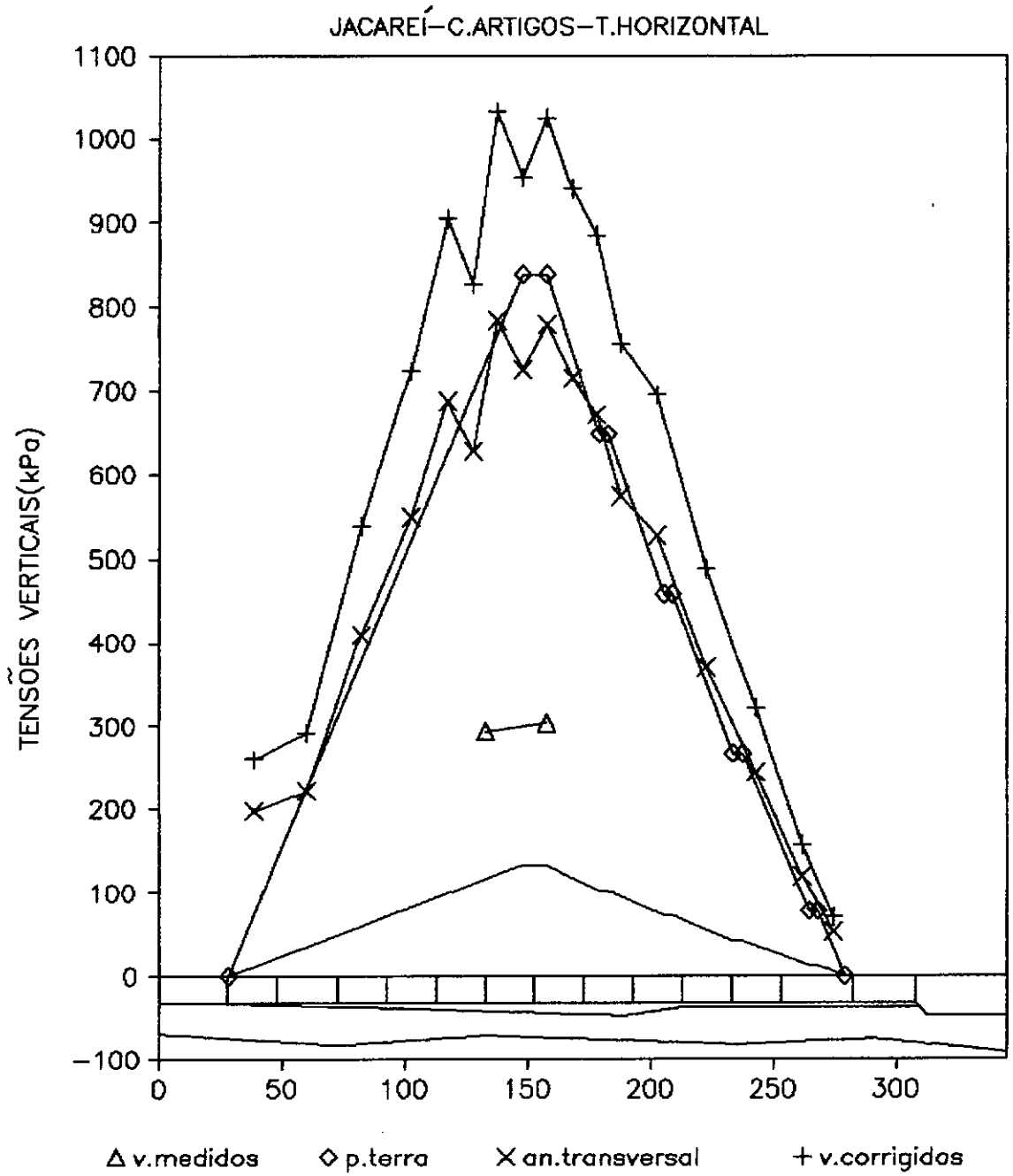
A influência da geometria do terreno de assentamento pode ser avaliada na figura 60, onde os valores corrigidos com base análise longitudinal que considera o terreno natural horizontal mostram-se ligeiramente superiores (>10%) aos obtidos com base em análise que considera o terreno irregular.

As análises efetuadas para diferentes valores da relação entre os módulos de deformabilidade do aterro e da fundação, mostraram pouca diferença entre si, como pode ser visto nas figuras 61 a 68, onde também pode-se observar serem os valores corrigidos, com base na análise longitudinal, bastante superiores ao peso de terra.

Os valores corrigidos com base na análise longitudinal também apresentaram valores bastante semelhantes, como pode ser visto nas figura 69 e 70, sendo as diferenças maiores para relações de deformabilidade entre o aterro e a fundação menores que 1,0.

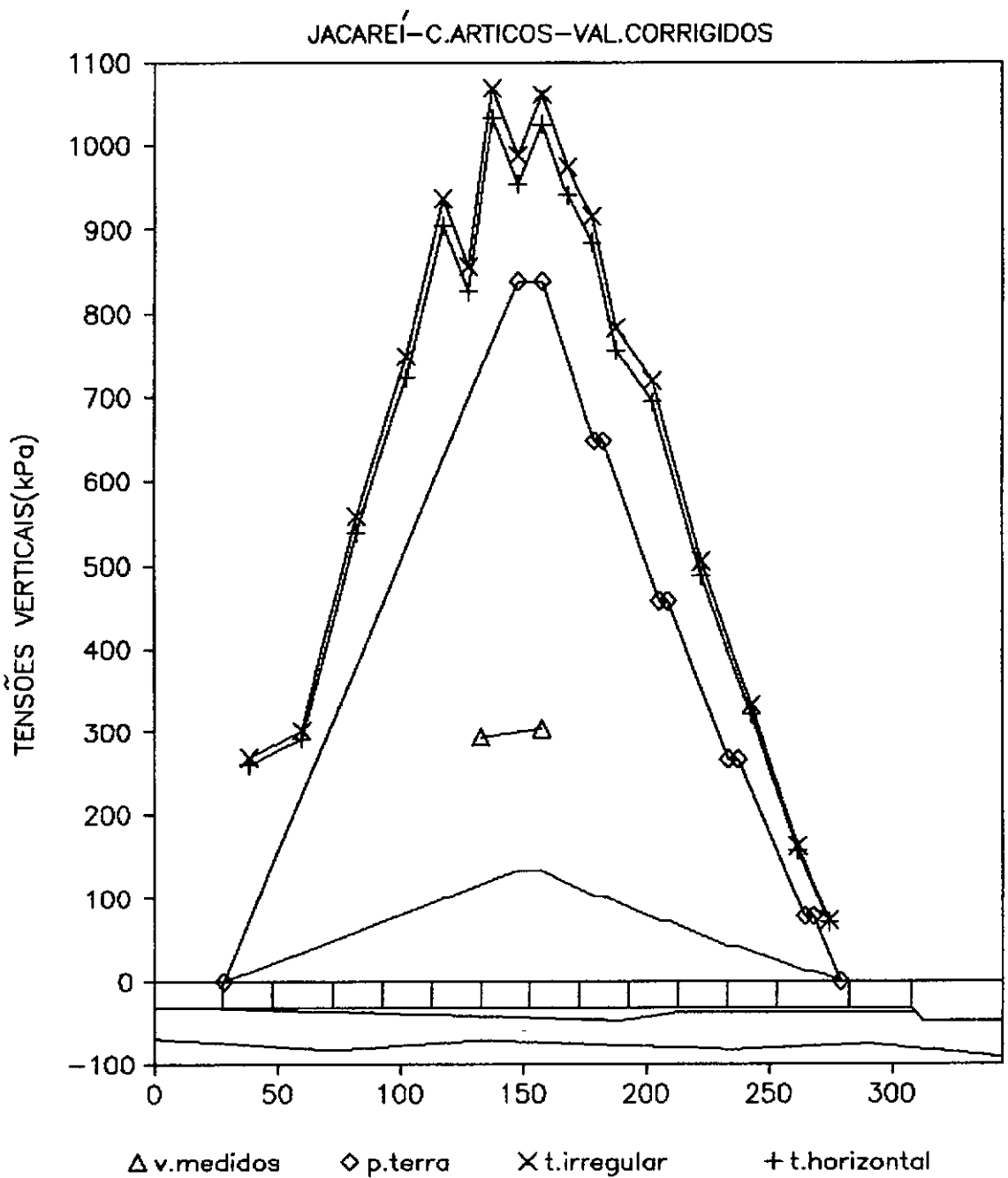


**FIG.58** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
TERRENO NATURAL IRREGULAR

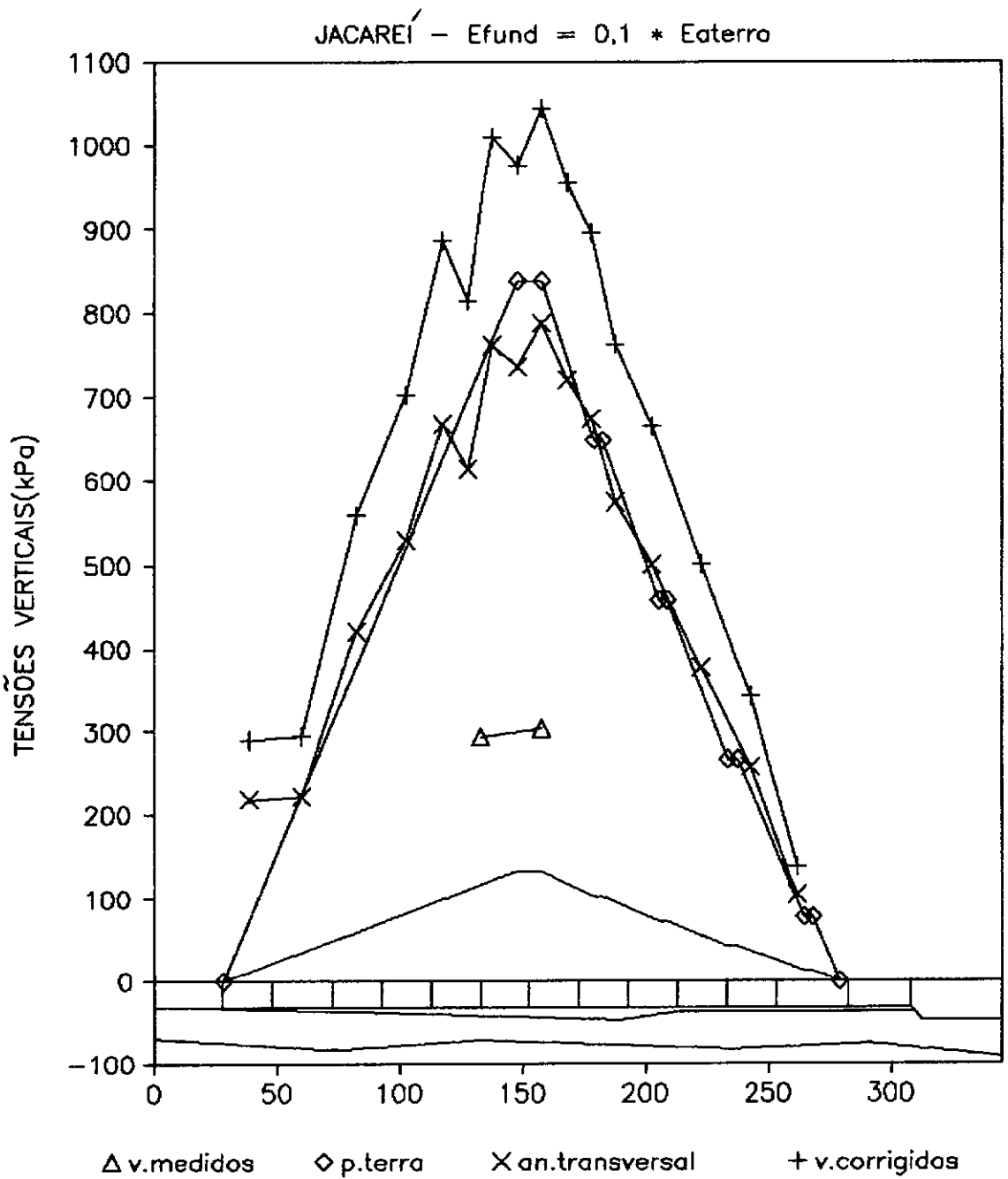


**FIG.59** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
TERRENO NATURAL HORIZONTAL.

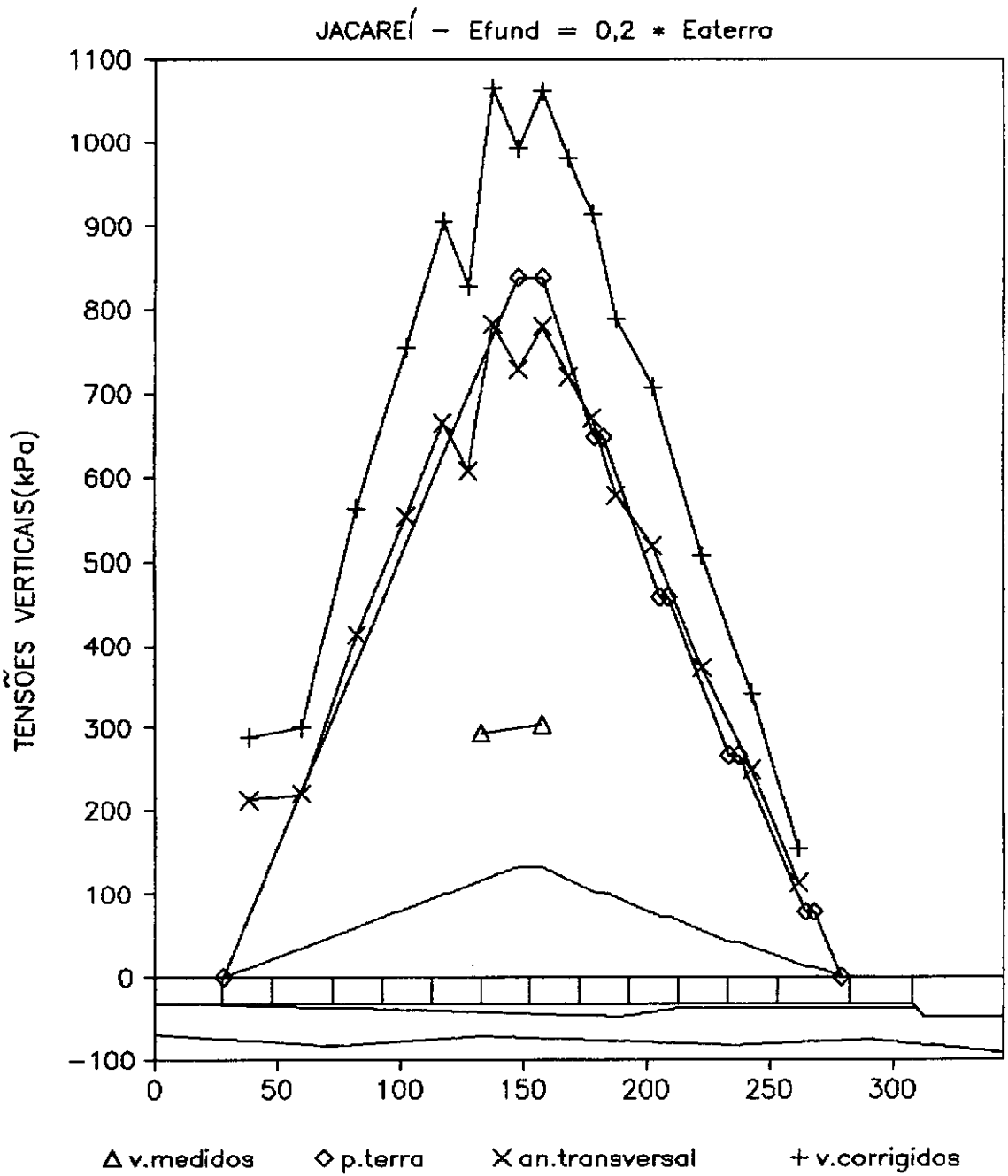




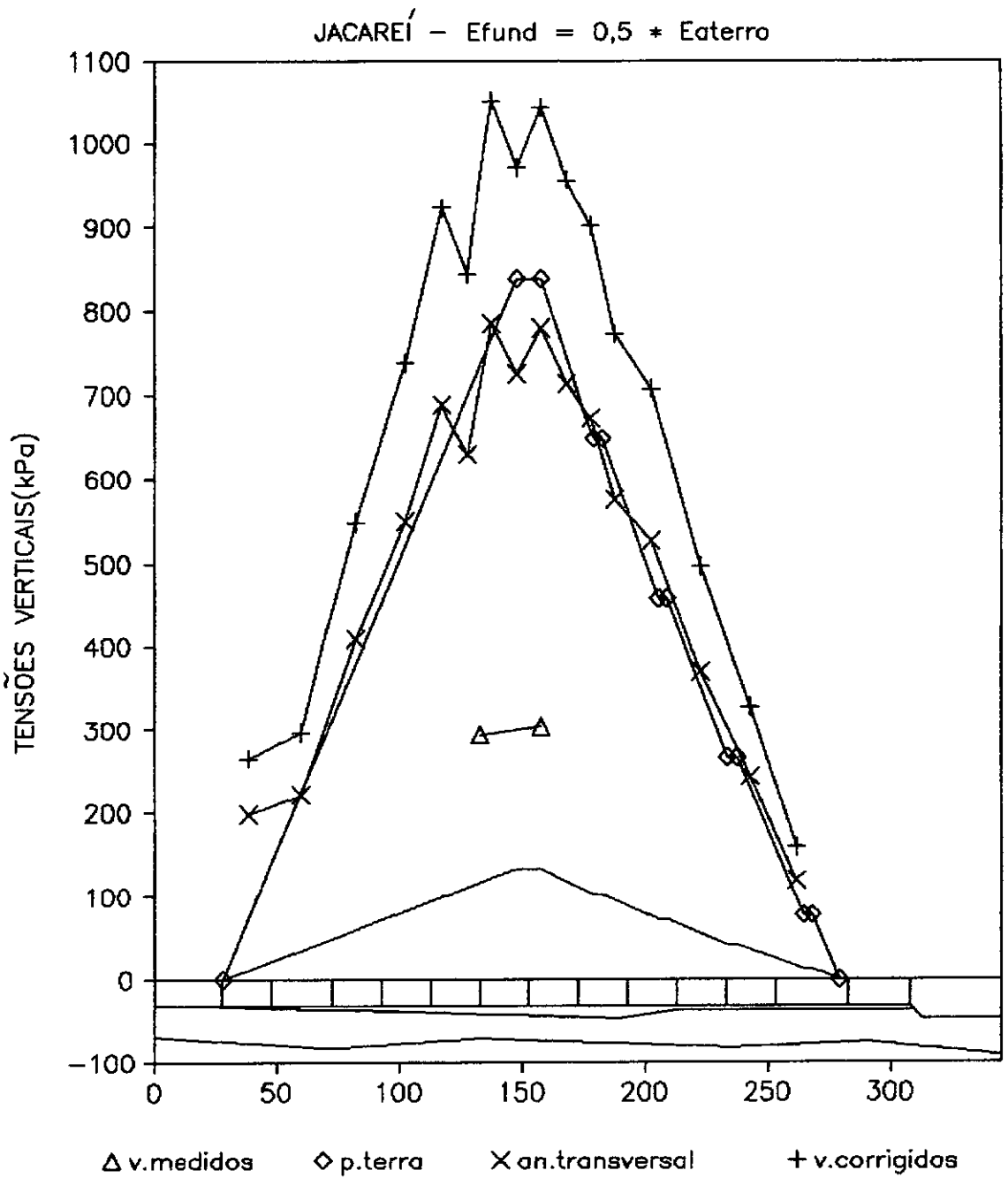
**FIG.60** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DO  
TERRENO NATURAL



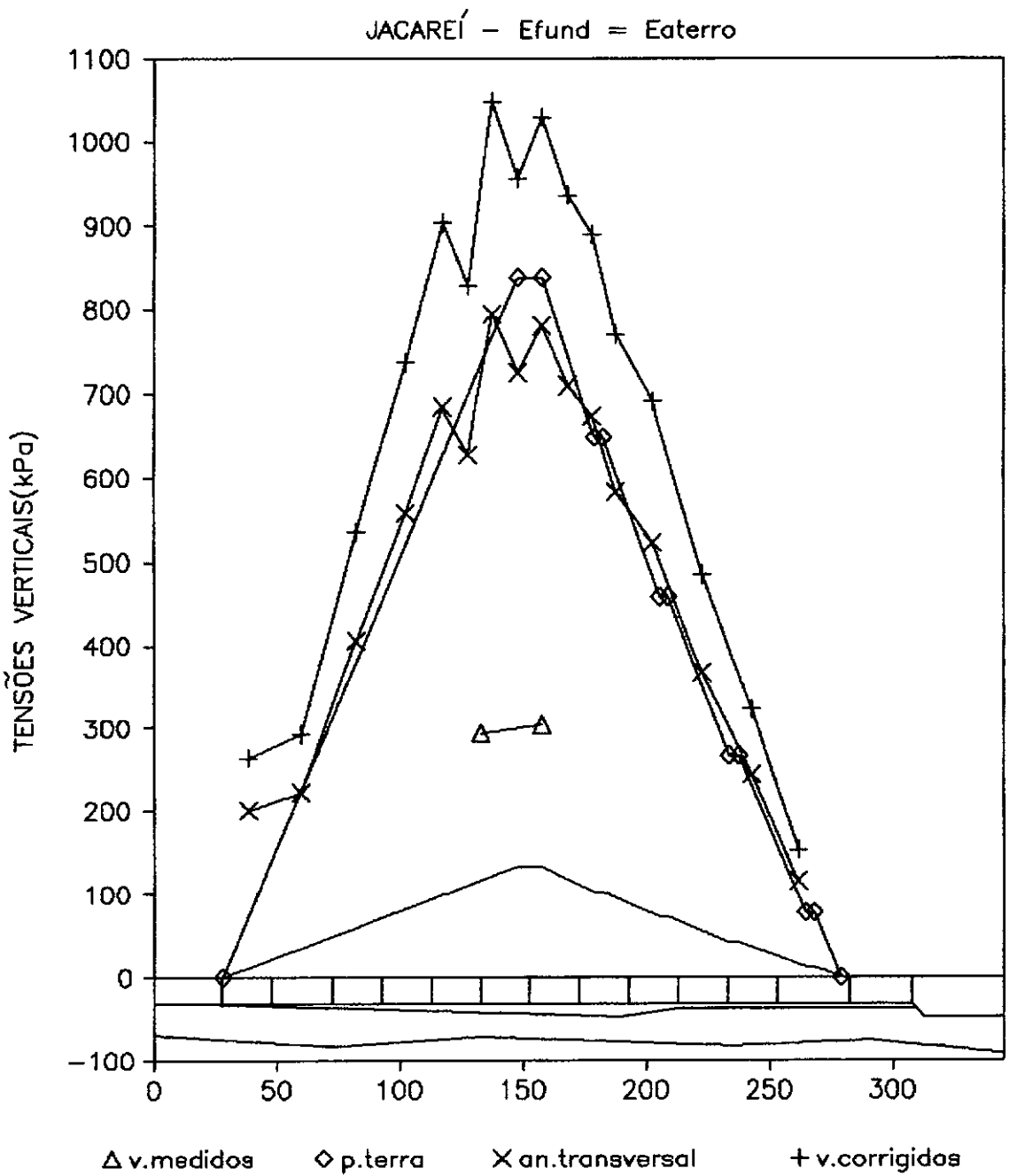
**FIG. 61** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
 $E_{fundação} = 0,1 * E_{aterro}$



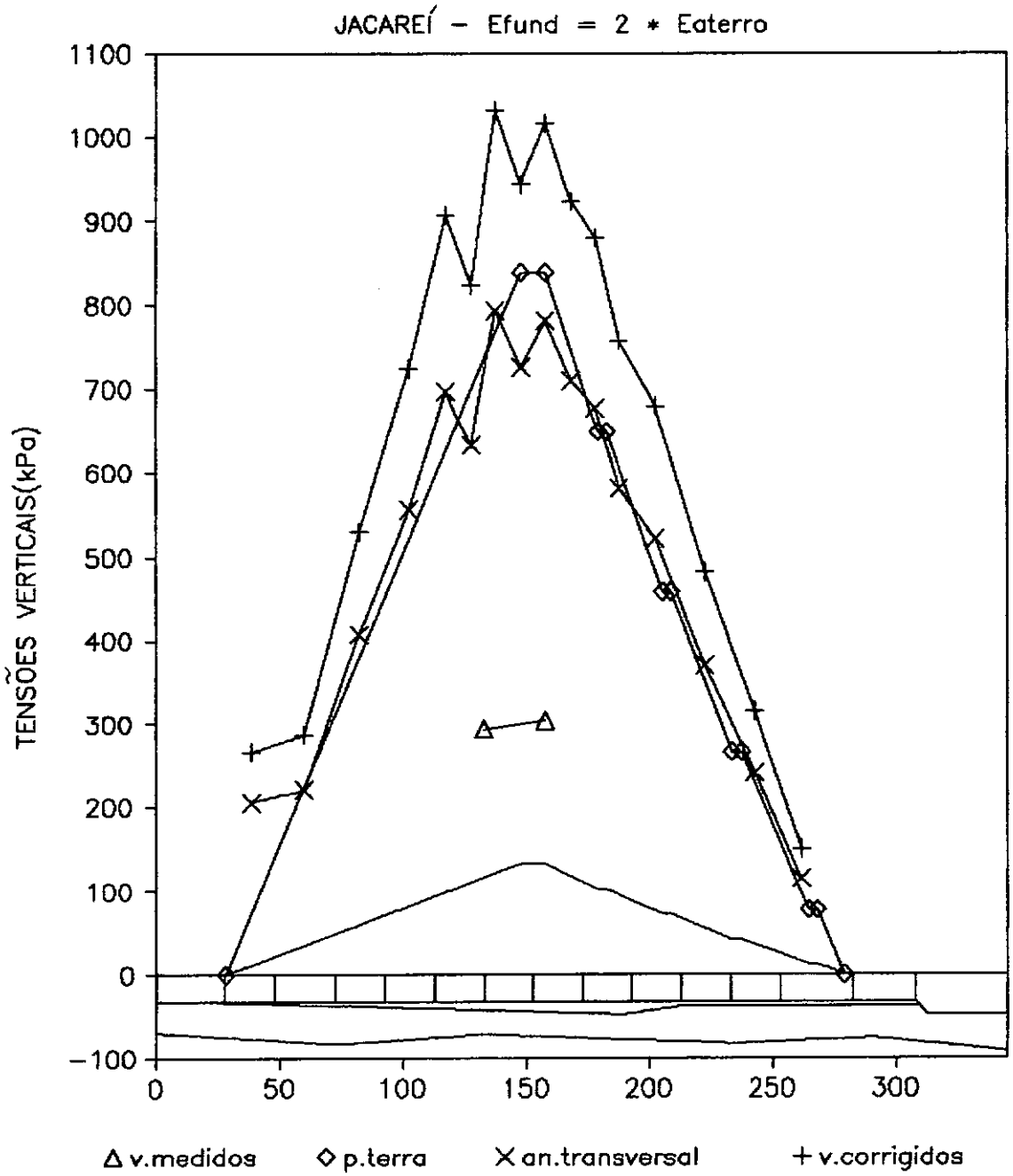
**FIG.62** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
Efundação = 0,2 \* Eaterro



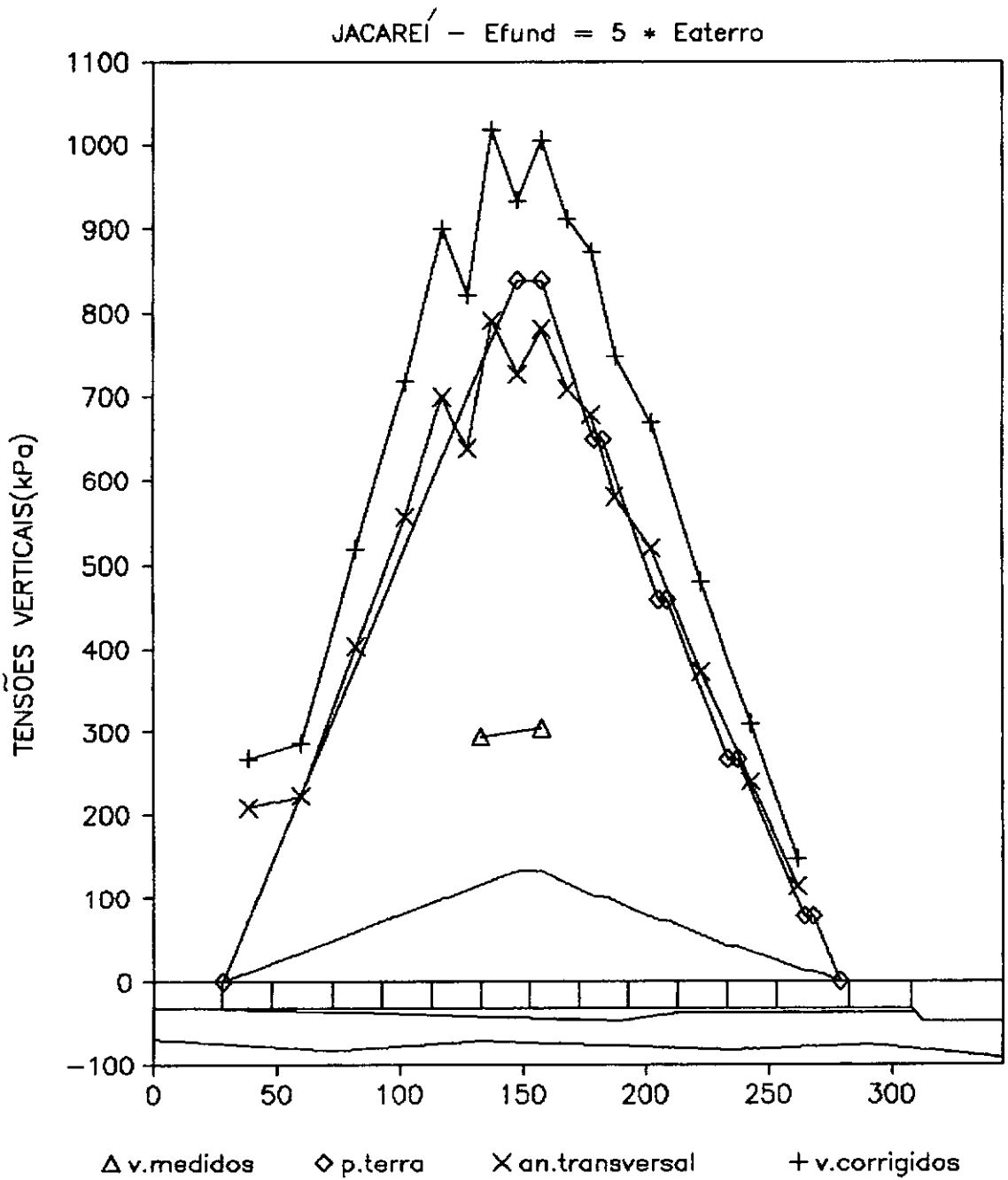
**FIG.63** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
 $E_{fundação} = 0,5 * E_{aterro}$



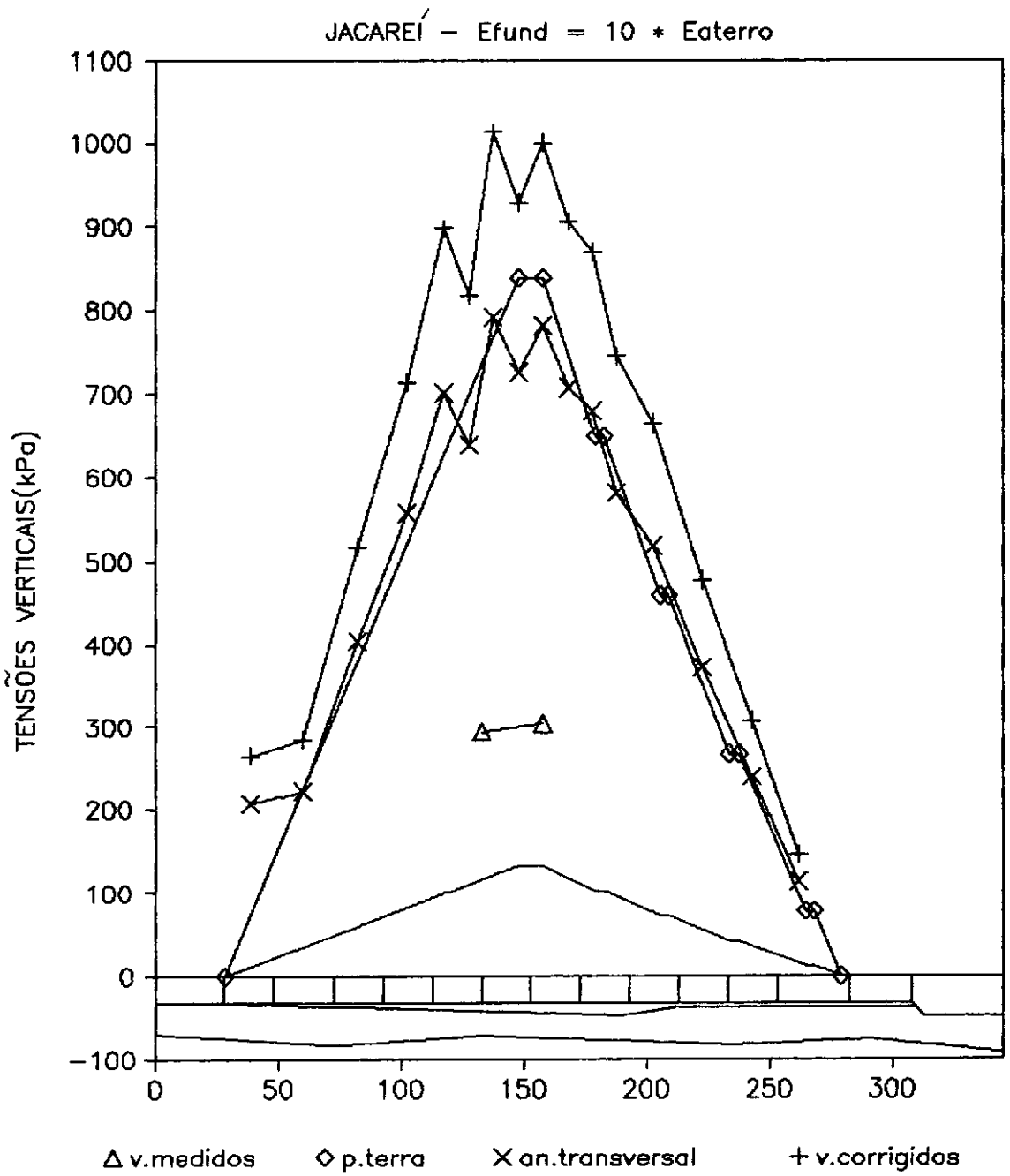
**FIG.64** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
Efundação = Eaterro



**FIG. 65** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
 $E_{fundação} = 2,0 * E_{terro}$

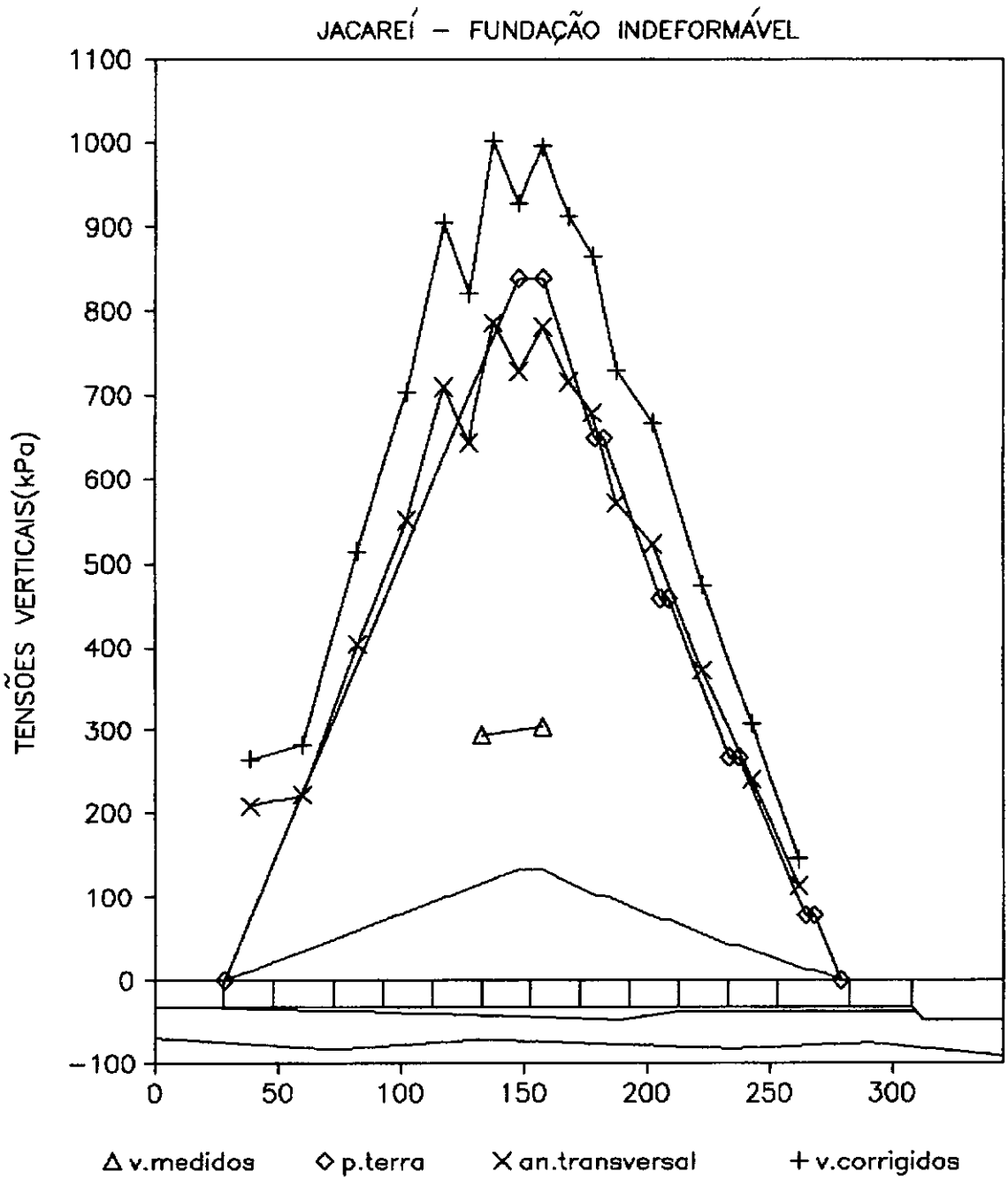


**FIG.66** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
Efundação =  $5,0 * E_{aterro}$

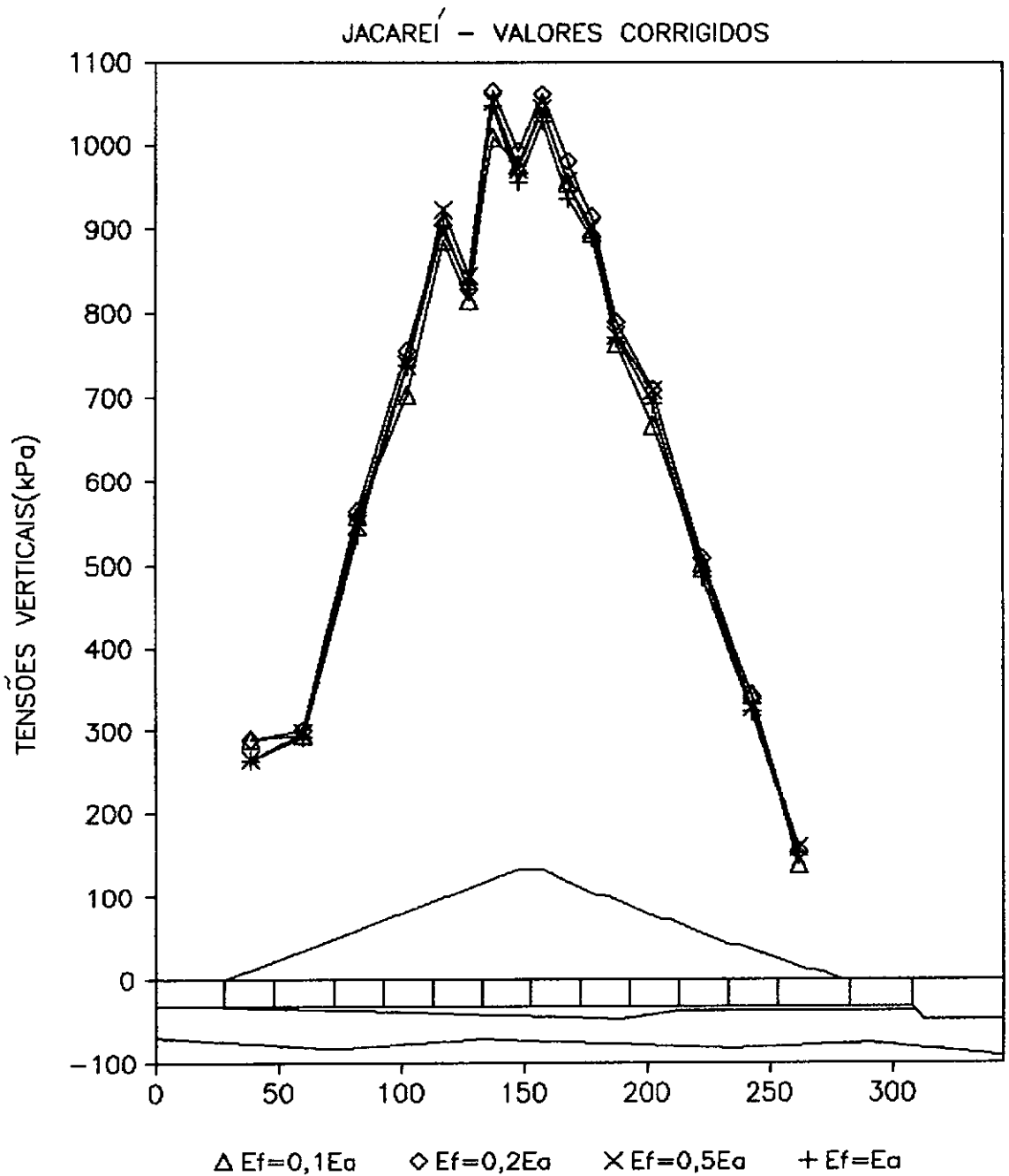


**FIG.67** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
 $E_{fundação} = 10,0 * E_{terro}$



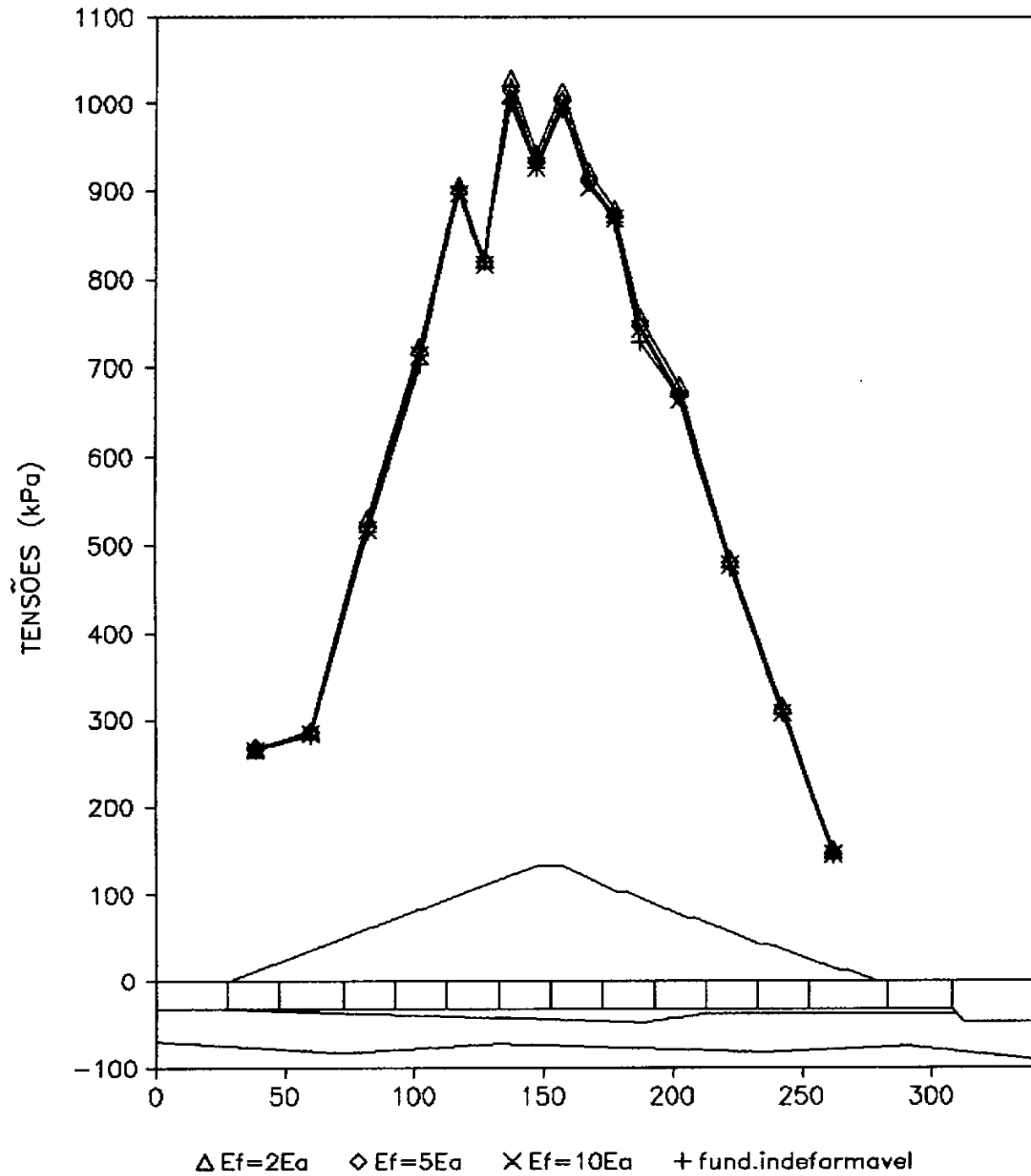


**FIG. 68** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS  
NO TOPO DA GALERIA  
FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL



**FIG.69** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL CORRIGIDA DE TENSÕES  
VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA  
RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA  
FUNDAÇÃO E DO ATERRO MENOR QUE 1,0

## JACAREÍ - VALORES CORRIGIDOS



**FIG.70** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL CORRIGIDA DE TENSÕES  
VERTICAIS NO TOPO DA GALERIA  
RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA  
FUNDAÇÃO E DO ATERRO MAIOR QUE 1,0

Em todas as figuras apresentadas pode-se constatar serem os valores obtidos tanto nas análises transversais como nas análises transversais corrigidas, muito superiores aos valores registrados pela instrumentação, o que leva a concluir que algum fator importante, independente da geometria ou dos parâmetros, interferiu no comportamento do campo de tensões estabelecido no aterro, como será discutido no capítulo VIII.

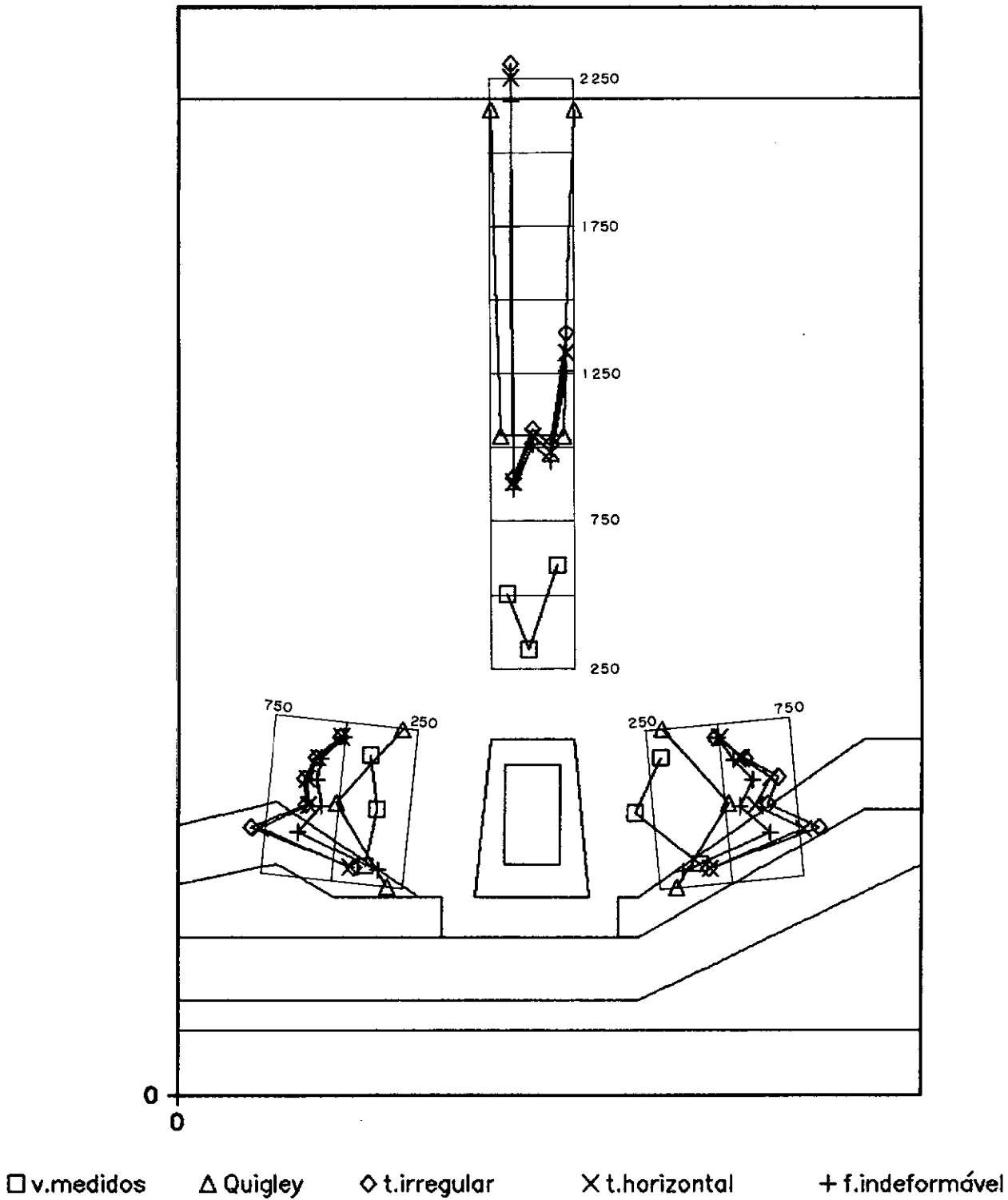
### VII.3.2 DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES

---

A distribuição longitudinal de tensões normais obtida nas análises efetuadas, apresentou valores compatíveis com os determinados conforme recomendado por Quigley [027] em sua tese de doutorado, como pode ser visto na figura 71, sendo a assimetria observada na distribuição decorrente de rigidez intrínseca da malha de elementos finitos. Entretanto tais valores mostraram-se muito superiores aos registrados pela instrumentação na seção localizada no eixo da estrutura de barramento, apesar da forma da distribuição ser bastante semelhante.

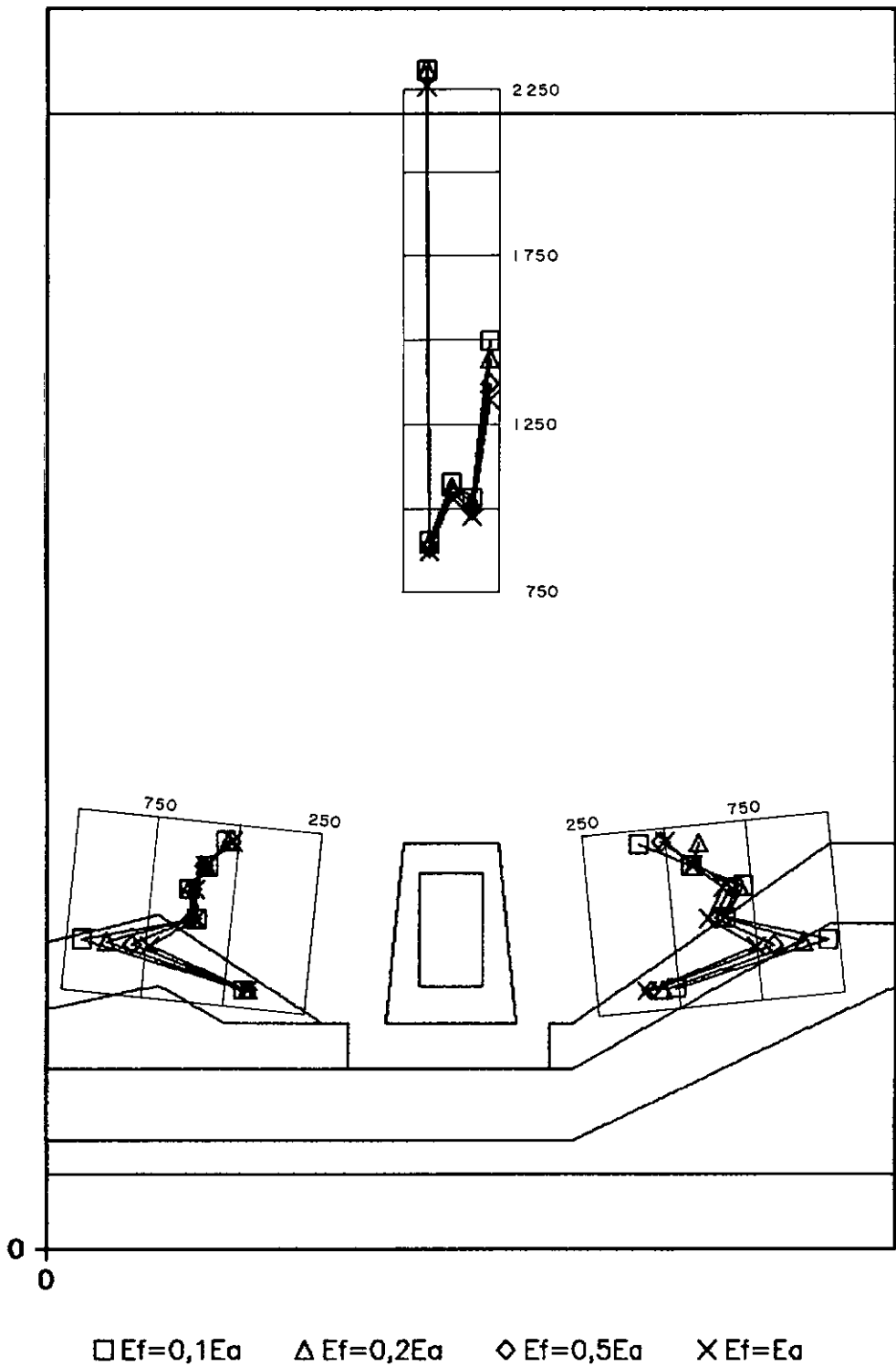
Os resultados das análises, com os parâmetros da retro análise, considerando terreno horizontal, terreno irregular e fundação indeformável apresentaram pequena diferença entre si no topo da galeria, podendo-se observar uma maior influência da deformabilidade da fundação nas laterais da estrutura onde os valores de tensão são menores para a análise com fundação indeformável, como pode ser visto na figura 71.

## TENSÕES NORMAIS (kPa)



**FIG.71** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
ESTRUTURA  
PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS

## TENSÕES NORMAIS (kPa)



**FIG.72** BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
ESTRUTURA  
RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA  
FUNDAÇÃO E DO ATERRO MENOR QUE 1,0

## TENSÕES NORMAIS (kPa)

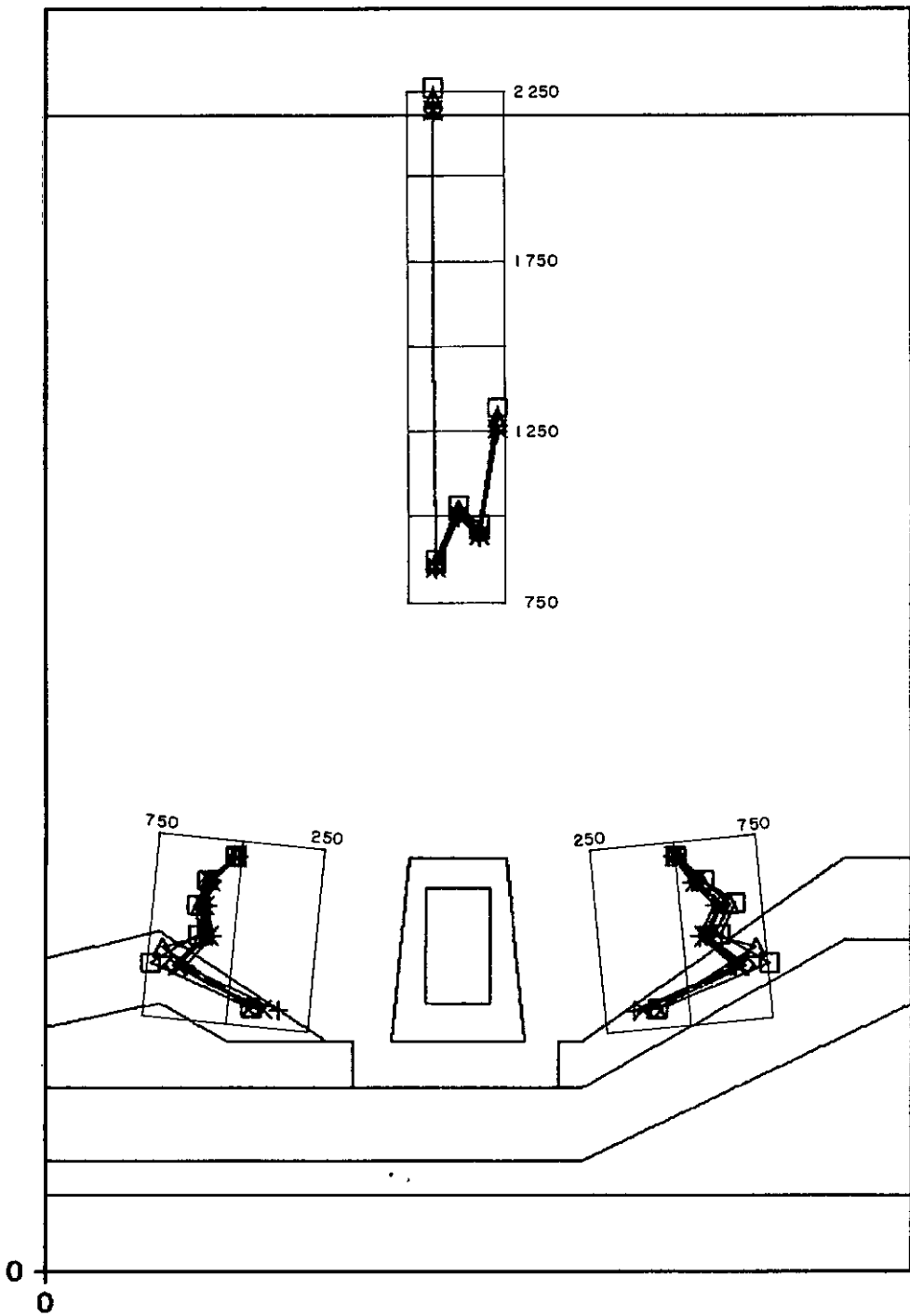


FIG.73

BARRAGEM DE JACAREÍ  
DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE TENSÕES NORMAIS À  
ESTRUTURA  
RELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DA  
FUNDAÇÃO E DO ATERRO MAIOR QUE 1,0

As análises efetuadas para diferentes valores da relação entre os módulos de deformabilidade do aterro e da fundação, mostraram pouca diferença entre si no topo da galeria, sendo os valores de tensão atuante nas laterais da estrutura maiores quanto mais compressível for a fundação, como pode ser visto nas figuras 72 e 73, sendo as diferenças maiores para relações de deformabilidade entre o aterro e a fundação menores que 1,0.

### VII.3.3 INFLUÊNCIA DA GALERIA NO CAMPO DE TENSÕES DO MACIÇO

Foram efetuadas três análises com os parâmetros fornecidos pelos artigos de referência, sendo duas dessas análises com e sem a galeria, de maneira a avaliar a perturbação provocada pela presença da mesma no campo de tensões estabelecido no maciço. Foi efetuada também uma análise com terreno de assentamento horizontal, objetivando determinar o efeito da geometria do terreno na distribuição de esforços no aterro compressível.

Adicionalmente foram efetuadas sete análises onde variou-se a relação entre os módulos de Young da fundação e do aterro, mantendo-se inalterados os coeficientes de Poisson de ambos os materiais, com a finalidade de avaliar a influência de tal relação na distribuição de tensões no interior do maciço.

Foi efetuada também uma análise considerando o terreno de fundação como indeformável, para determinar a partir de que relação entre deformabilidades do aterro e fundação, pode-se considerar o terreno de assentamento como indeformável.



## VII.3.3.1 INFLUÊNCIA DA GALERIA E DA GEOMETRIA DA FUNDAÇÃO

A distribuição das curvas de mesma tensão horizontal, na análise sem a presença da galeria, mostrou-se praticamente horizontal no aterro compactado, conforme pode ser observado na figura 74. A presença da galeria provoca uma maior perturbação nas laterais da estrutura sendo pequena a perturbação acima da mesma, como mostra a figura 75.

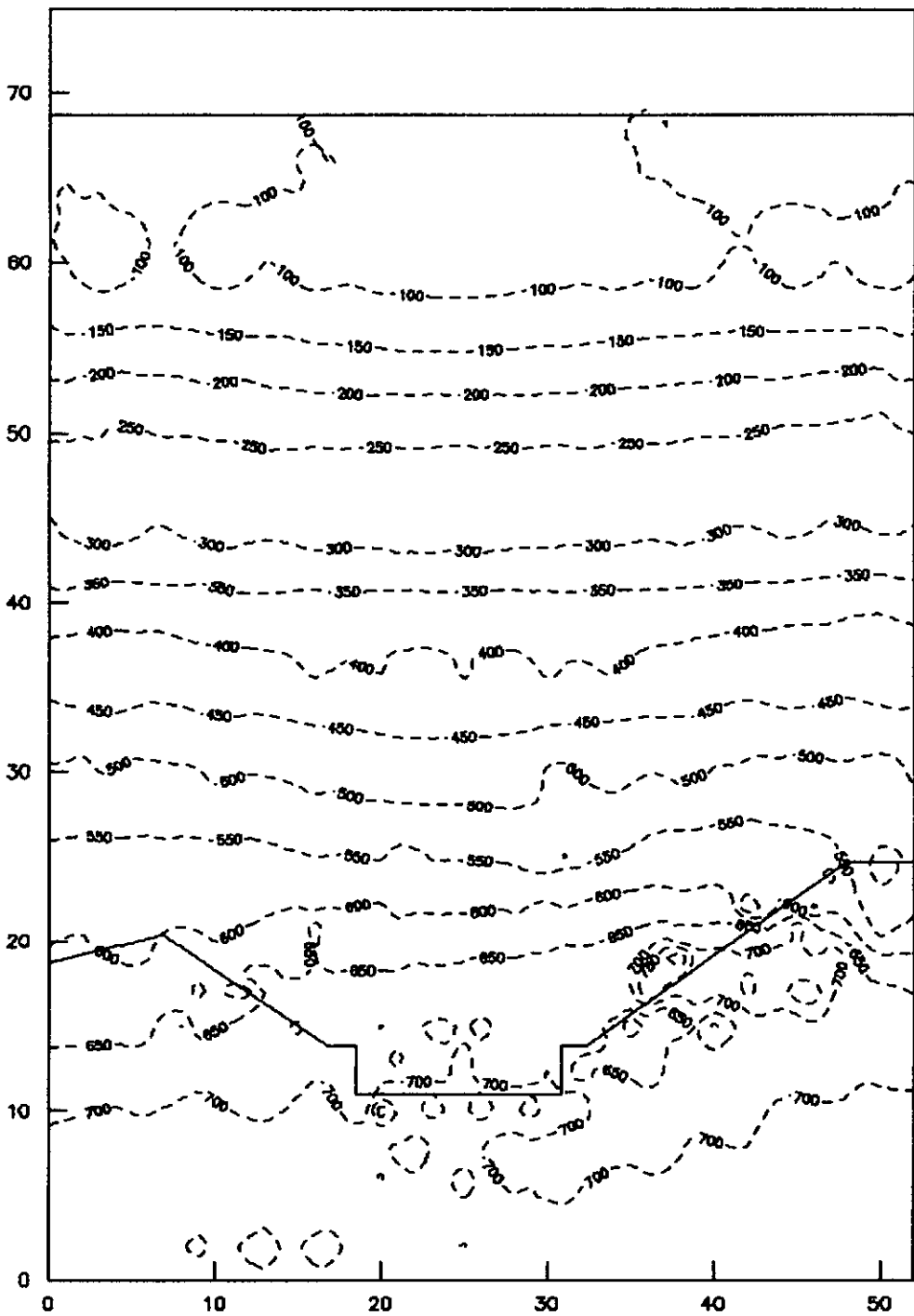
A consideração do terreno de assentamento como horizontal não representa influência significativa na distribuição de tensões em torno da galeria, apenas nos locais em que materiais de deformabilidades diferentes foram permutados, como pode ser constatado comparando-se as figuras 75 e 76.

A perturbação, no campo de tensões verticais, provocada pela presença da intrusão rígida, é bem mais significativa. Pode-se observar, comparando as figuras 77 e 78, um alívio de tensões verticais nas laterais da estrutura até uma distância equivalente à largura máxima da mesma, e um acréscimo de tensões acima da galeria até uma distância de aproximadamente a altura da mesma.

Também na distribuição de tensões verticais a influência da geometria do terreno de assentamento não se apresentou significativa em torno da galeria, apenas nos locais em que materiais de deformabilidades diferentes foram permutados, como pode-se constatar comparando as figuras 78 e 79.

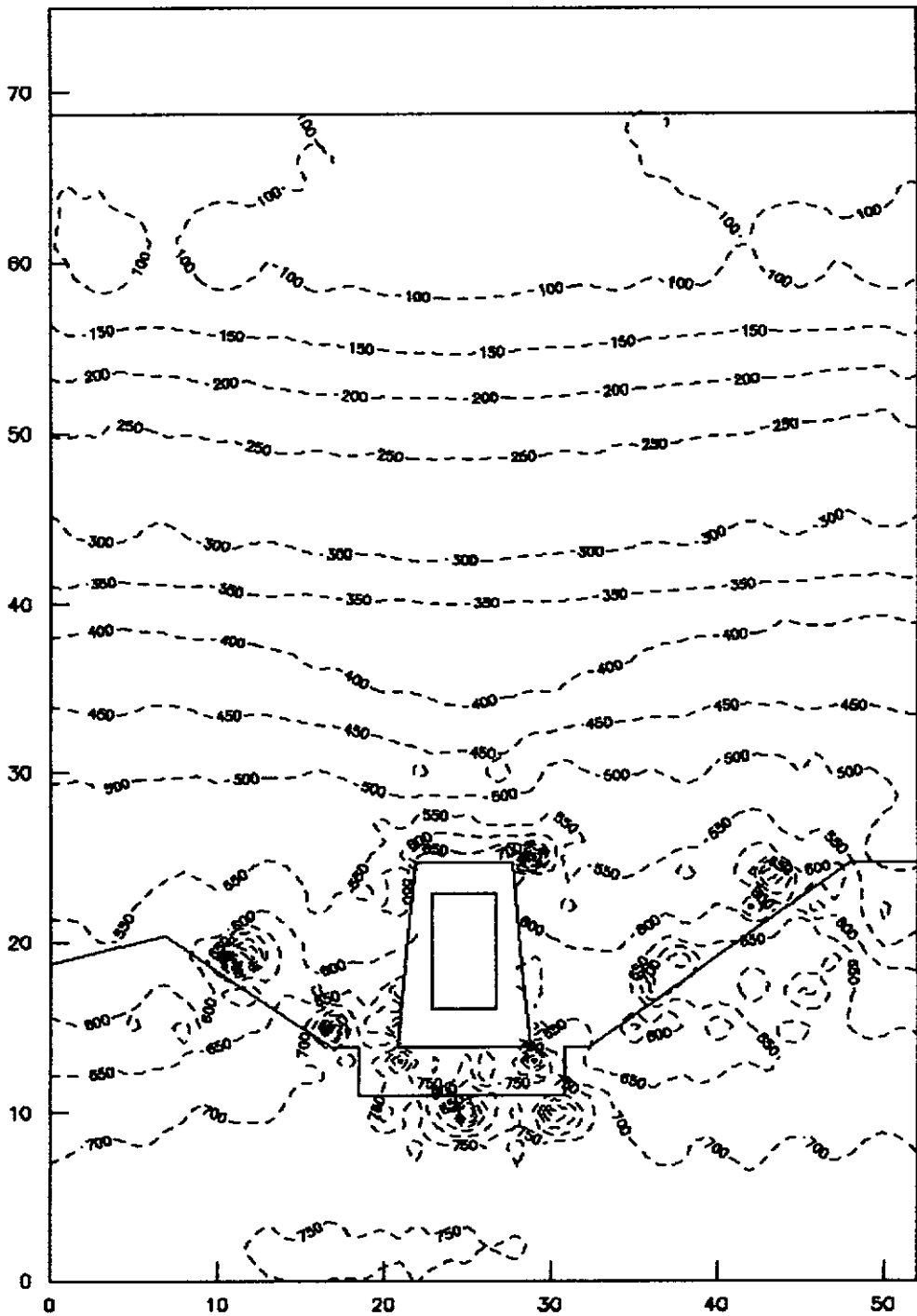
Quanto à perturbação devida à presença da intrusão rígida, o comportamento da distribuição de tensões cisalhantes

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



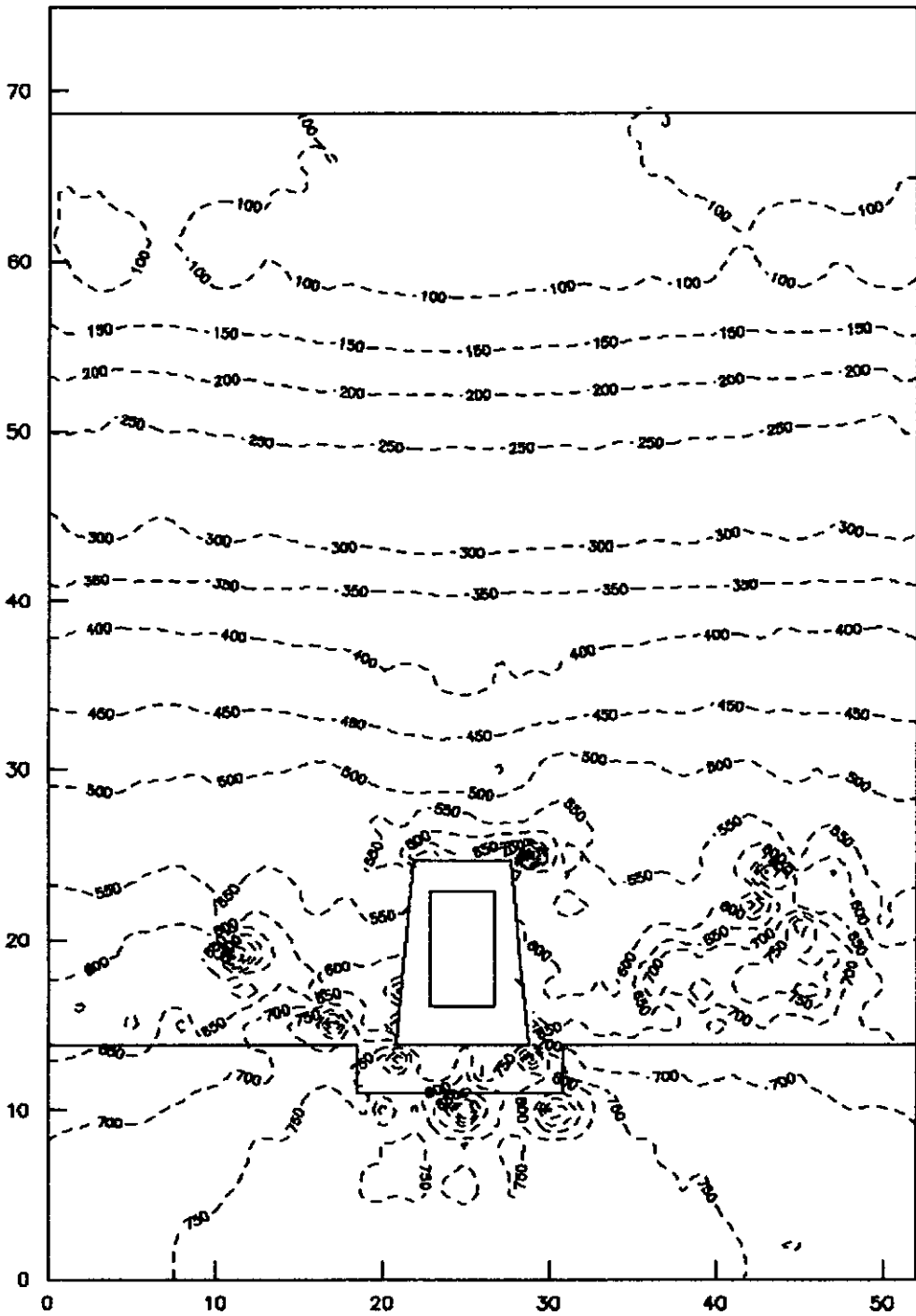
**FIG.74** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.75** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.76** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)

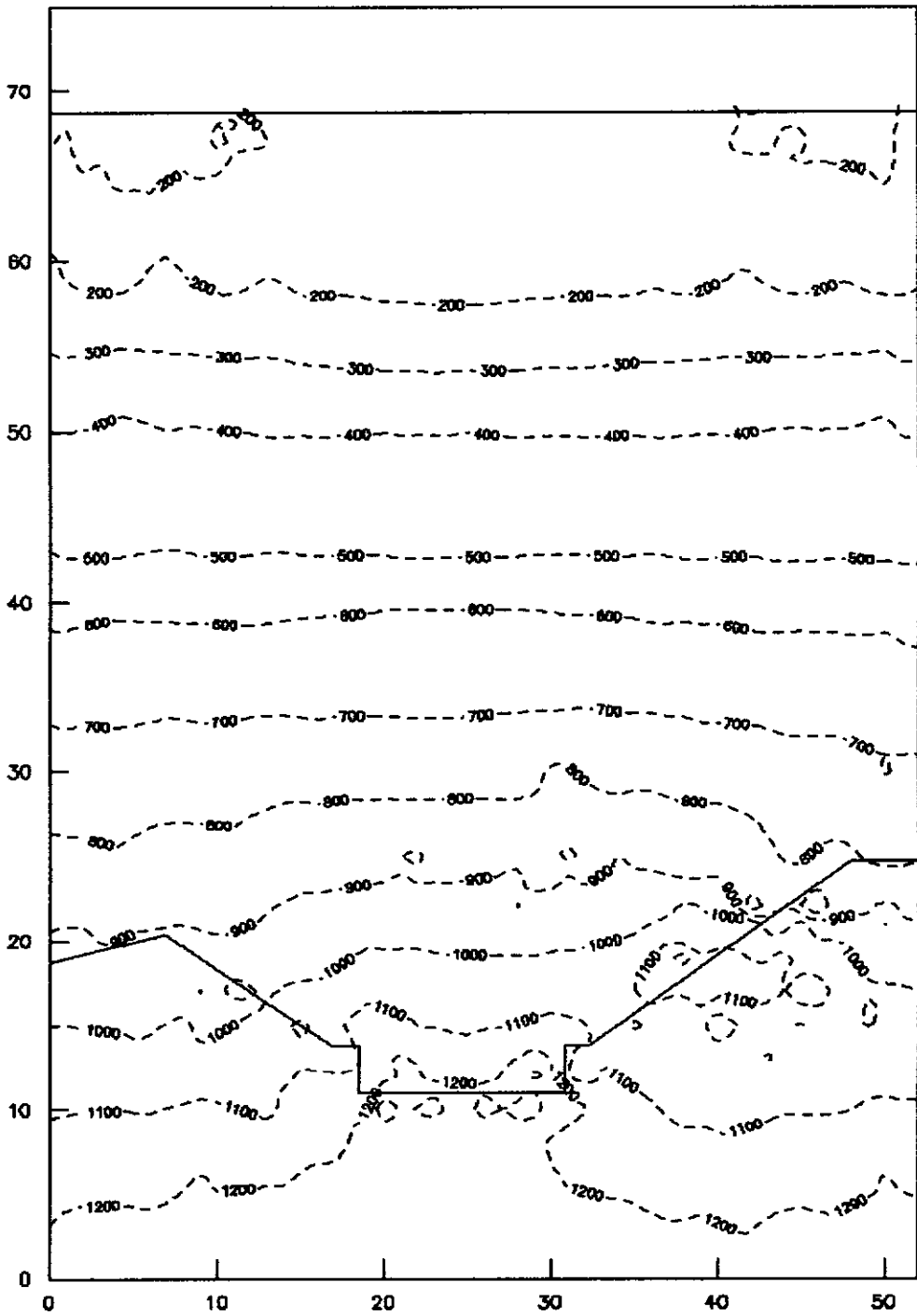
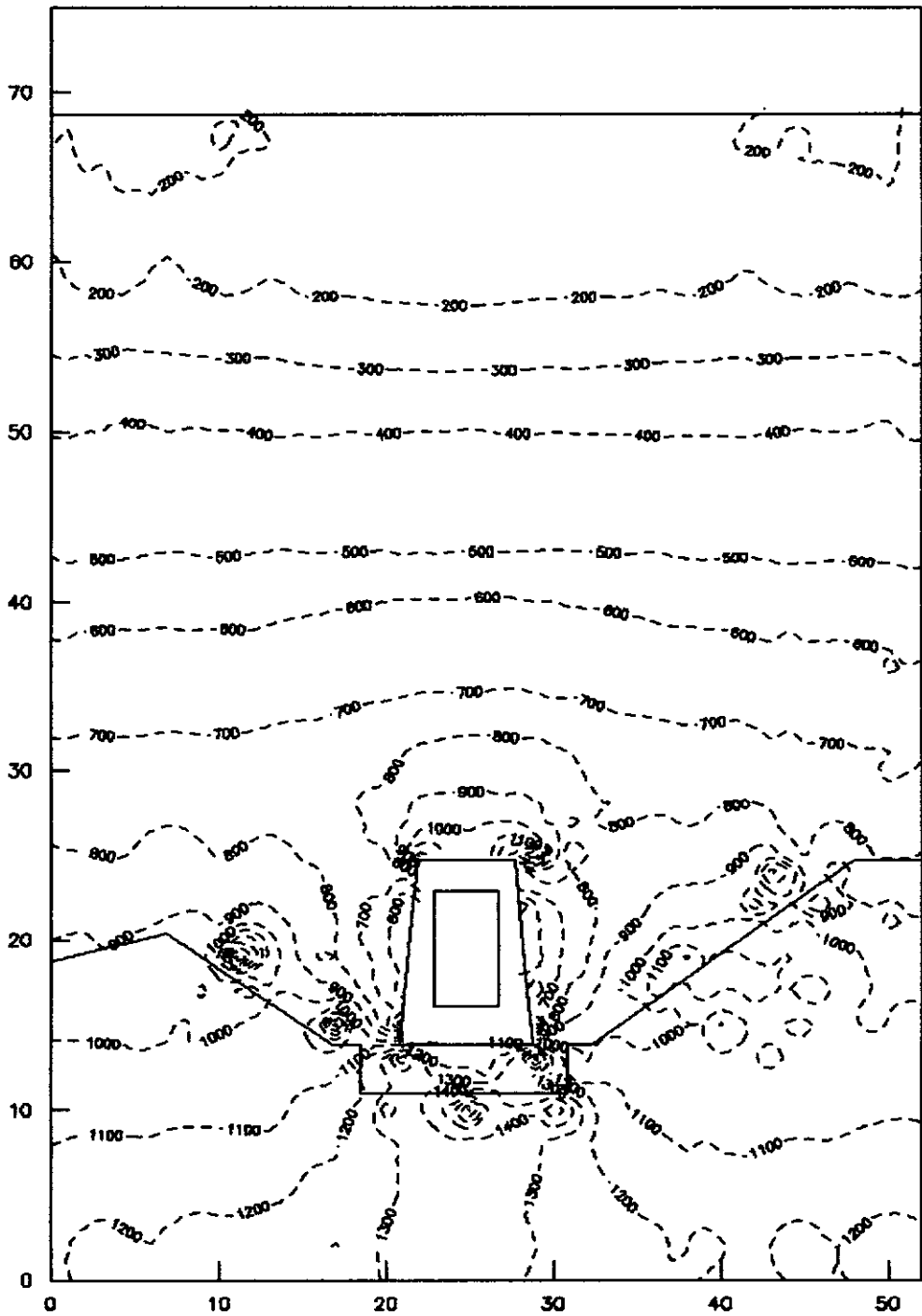


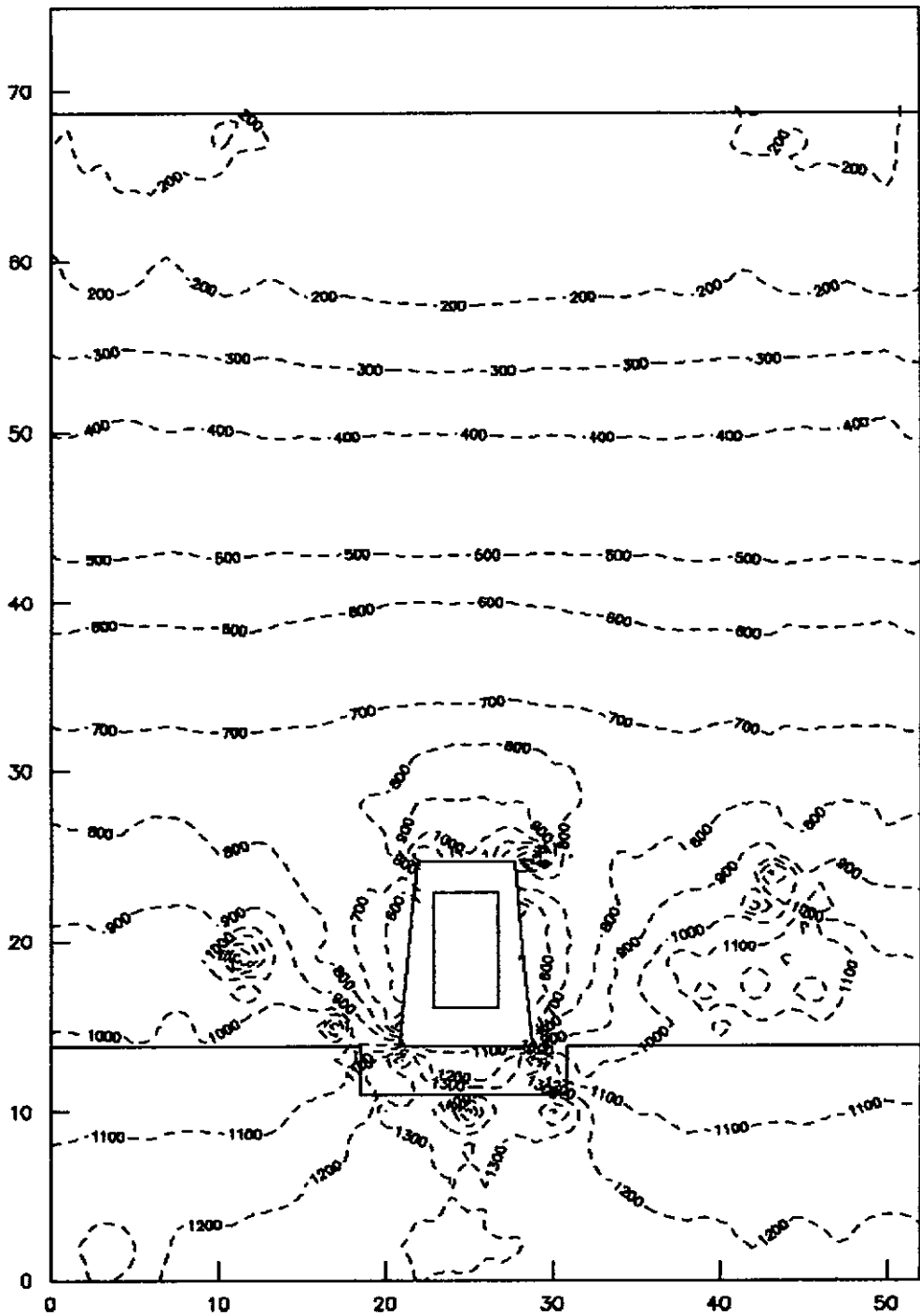
FIG.77 BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE SEM GALERIA

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



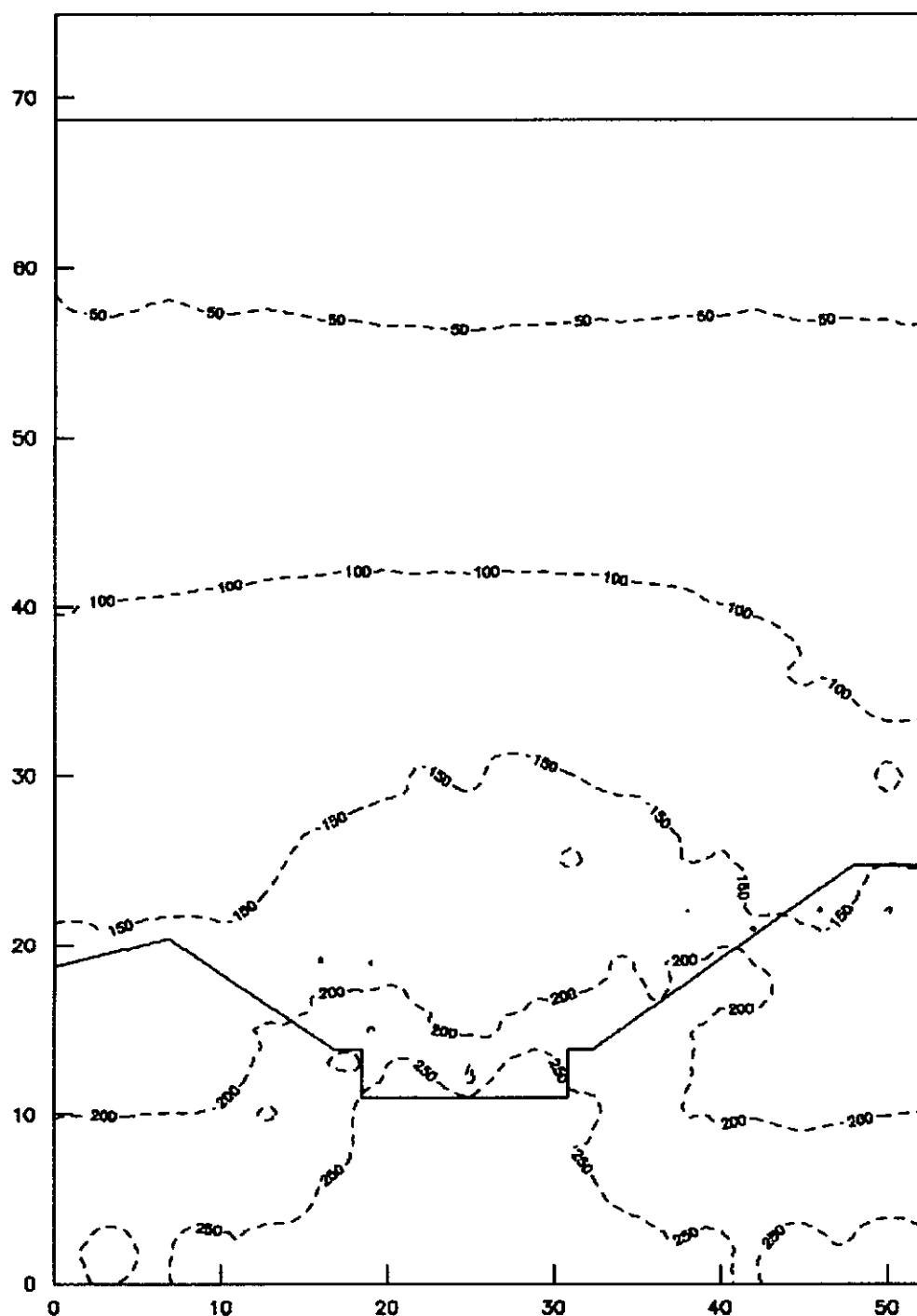
**FIG.78** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO VERTICAL (kPa)



**FIG.79** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL

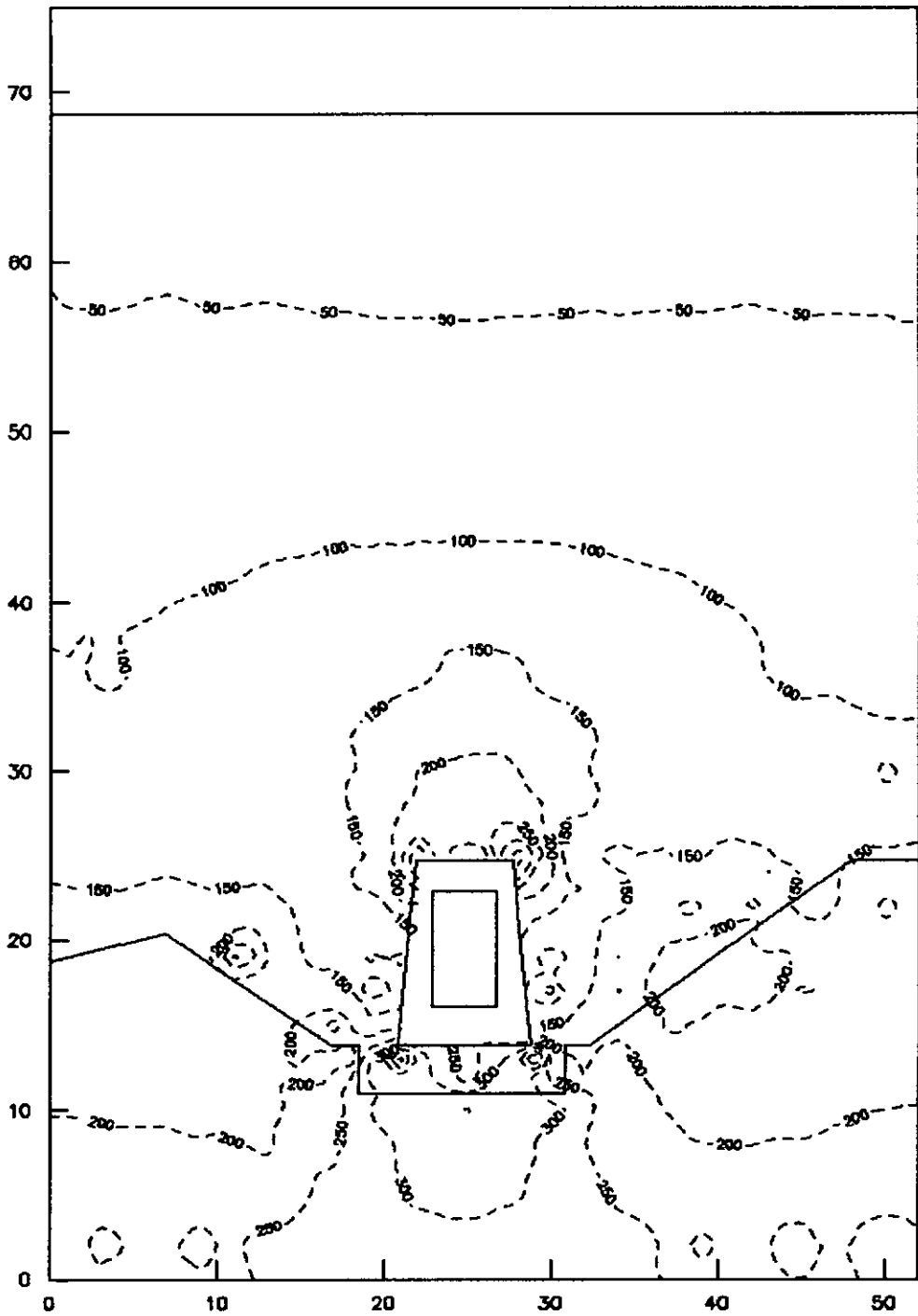
## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.80** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE SEM GALERIA

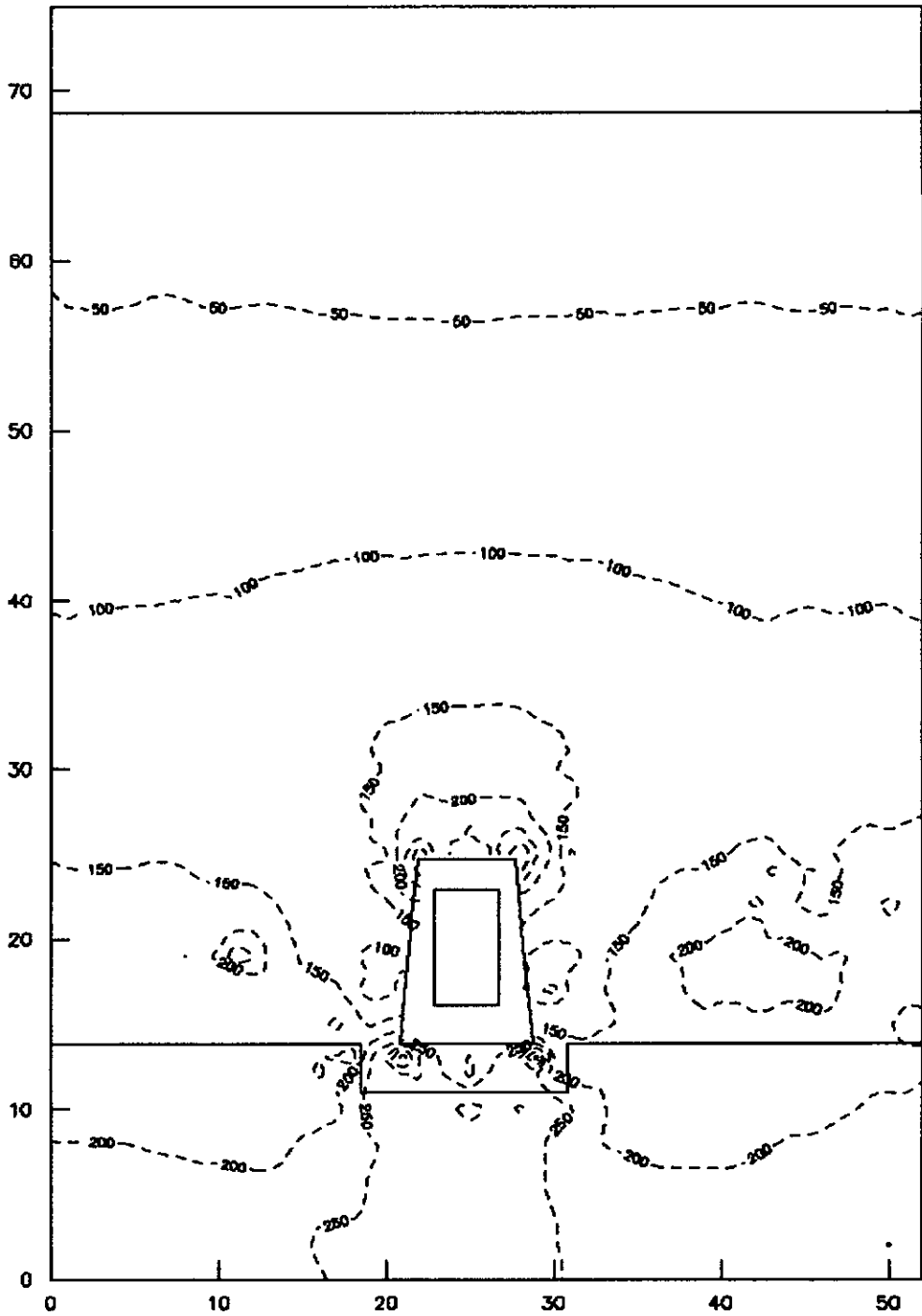


## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.81** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO IRREGULAR

## BARRAGEM DE JACAREÍ - CONFORME ARTIGOS - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.82** BARRAGEM DE JACAREÍ  
 ANÁLISE LONGITUDINAL  
 TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
 CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 PARÂMETROS CONFORME ARTIGOS  
 ANÁLISE COM GALERIA E TERRENO HORIZONTAL

máximas, mostrou-se semelhante ao das tensões verticais, como pode ser visto nas figuras 80 e 81.

No entanto, no que atange a influência da geometria do terreno de assentamento, constatou-se um alívio dos esforços cisalhantes em torno da estrutura, para a análise com terreno de assentamento horizontal, conforme é mostrado nas figuras 81 e 82; tal fato se justifica por ser o material do aterro menos deformável que o de fundação, havendo assim uma menor transferência de esforços para a estrutura indeformável.

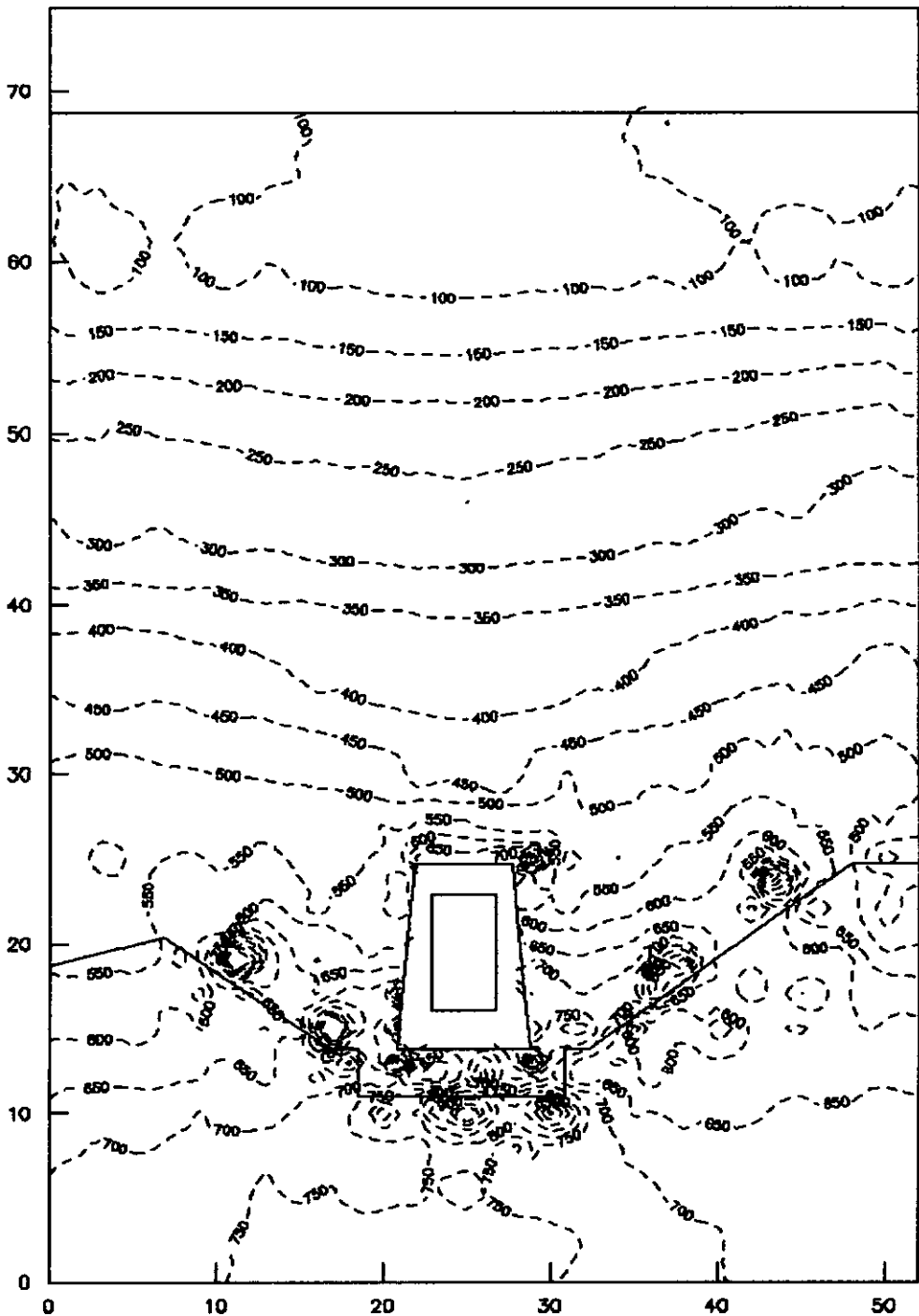
#### VII.3.3.2 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ENTRE AS DEFORMABILIDADES DA FUNDAÇÃO E DO ATERRO

Observa-se nas figuras 83 a 90, que a distribuição das curvas de mesma tensão horizontal acima da estrutura permanece praticamente inalterada, enquanto as tensões horizontais, nas laterais da estrutura, são tanto maiores quanto mais compressível for o material de fundação, sendo tal comportamento menos notável para relações de deformabilidade maiores que 1,0.

Também o campo de tensões verticais, sofre pouca modificação com a variação das relações de deformabilidades, sendo as tensões atuantes no topo da galeria tanto maiores quanto menor a relação entre os módulos de Young da fundação e do aterro, permanecendo a distribuição nas laterais praticamente imutável, conforme mostram as figuras 91 a 98.

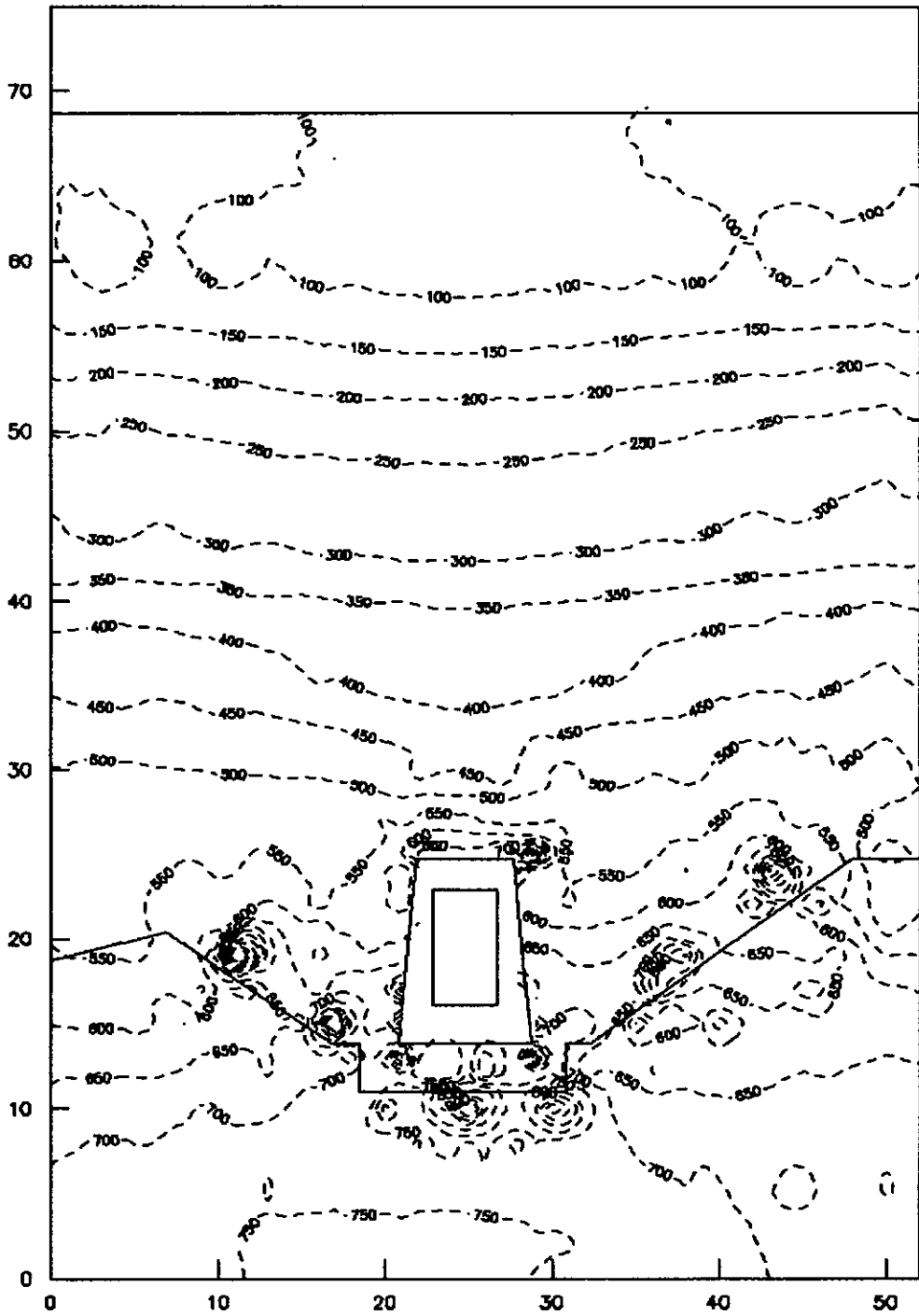
A distribuição de tensões cisalhantes máximas apresenta comportamento análogo ao das distribuições de tensões verticais, descrito no parágrafo anterior, sendo os nódulos de concentração de esforços cisalhantes nas bordas tanto maiores quanto mais deformável for a fundação, como pode ser visto nas figuras 99 a 106.

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = E_{\text{aterro}}/10$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



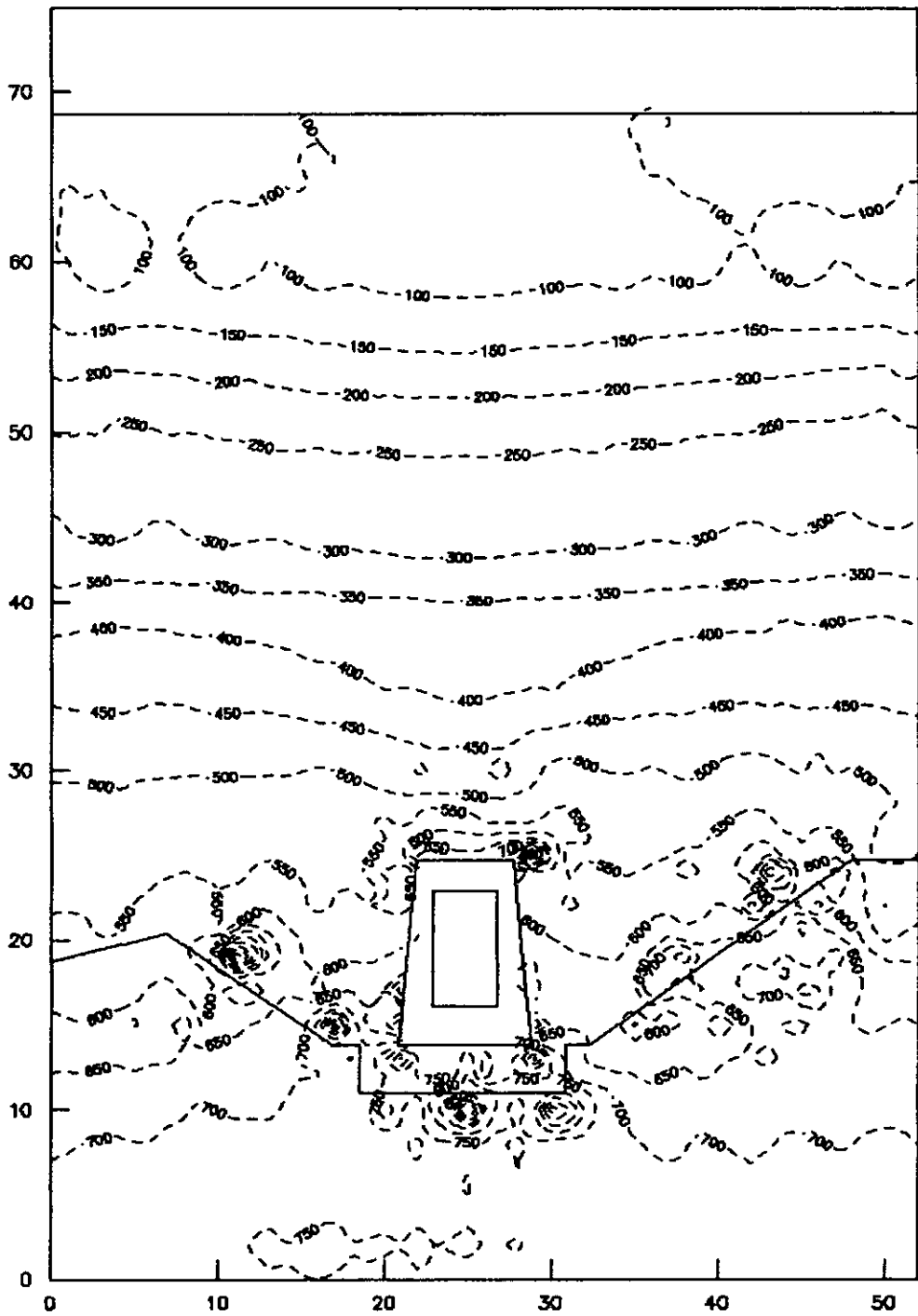
**FIG.83** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 0,1 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $E_{\text{aterro}}/5$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



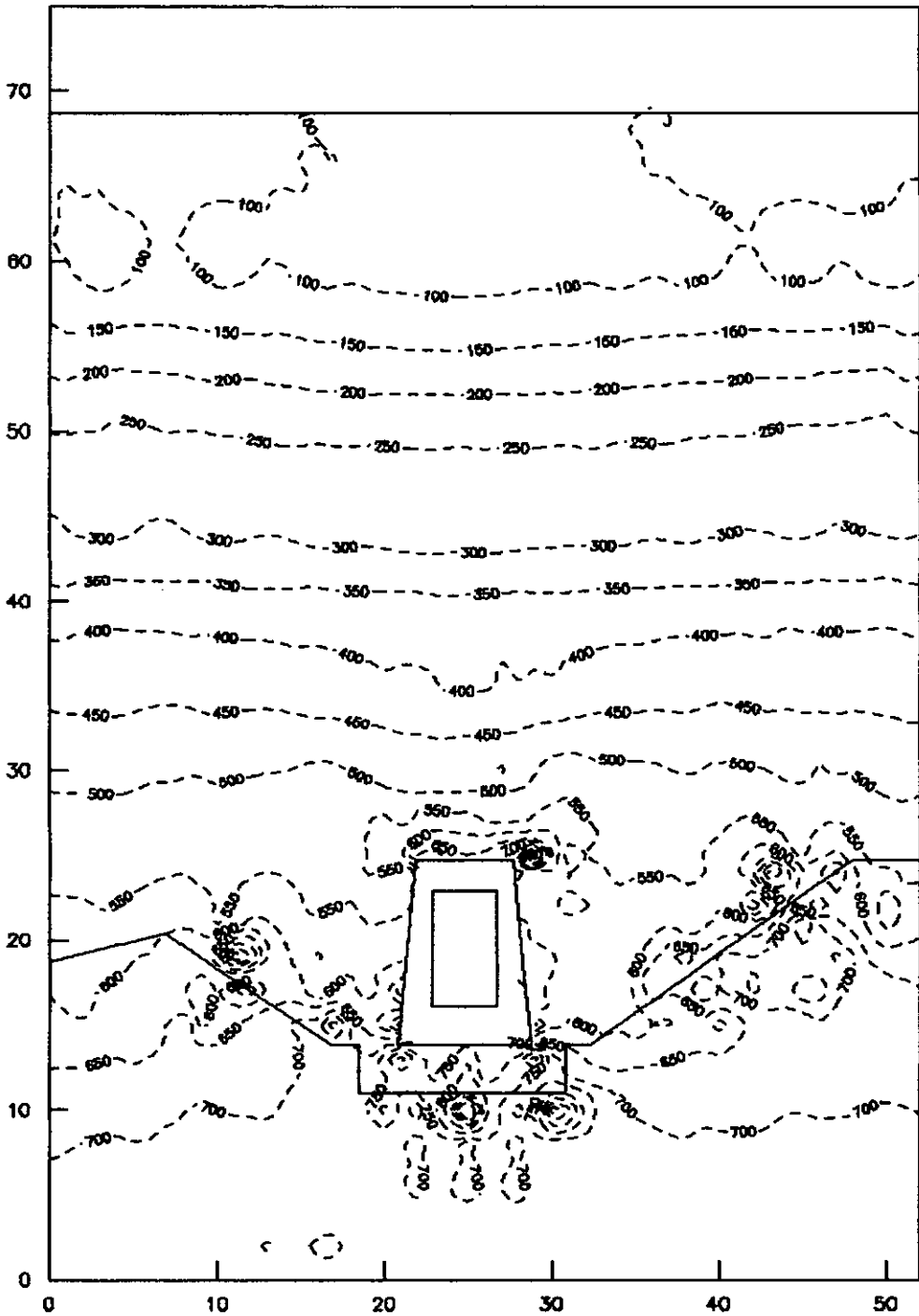
**FIG.84** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $0,2 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = E_{\text{aterro}}/2$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.85** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 0,5 * E_{\text{aterro}}$

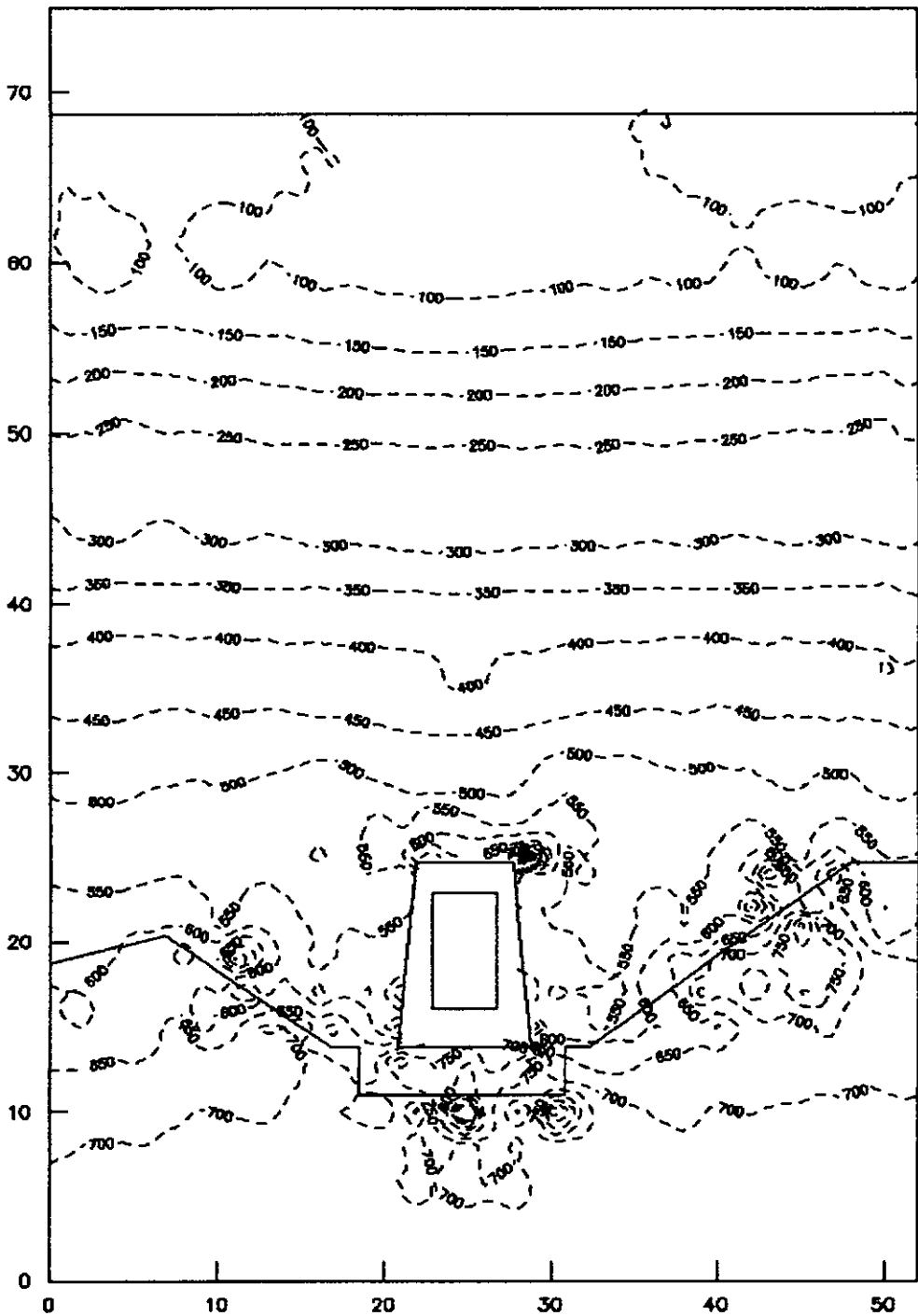
BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



**FIG.86** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $1,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

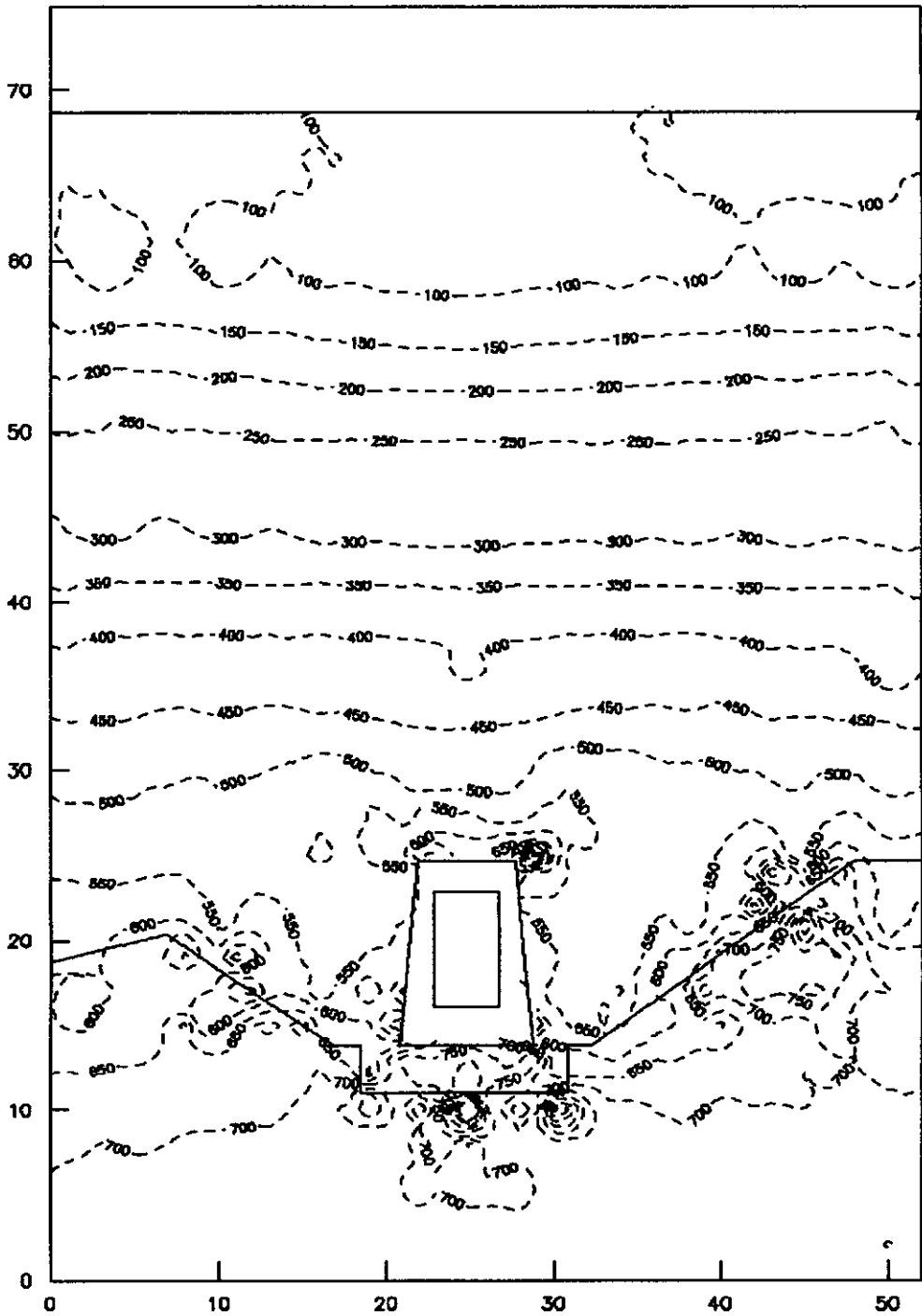


BARRAGEM DE JACAREÍ - Fundação =  $2 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



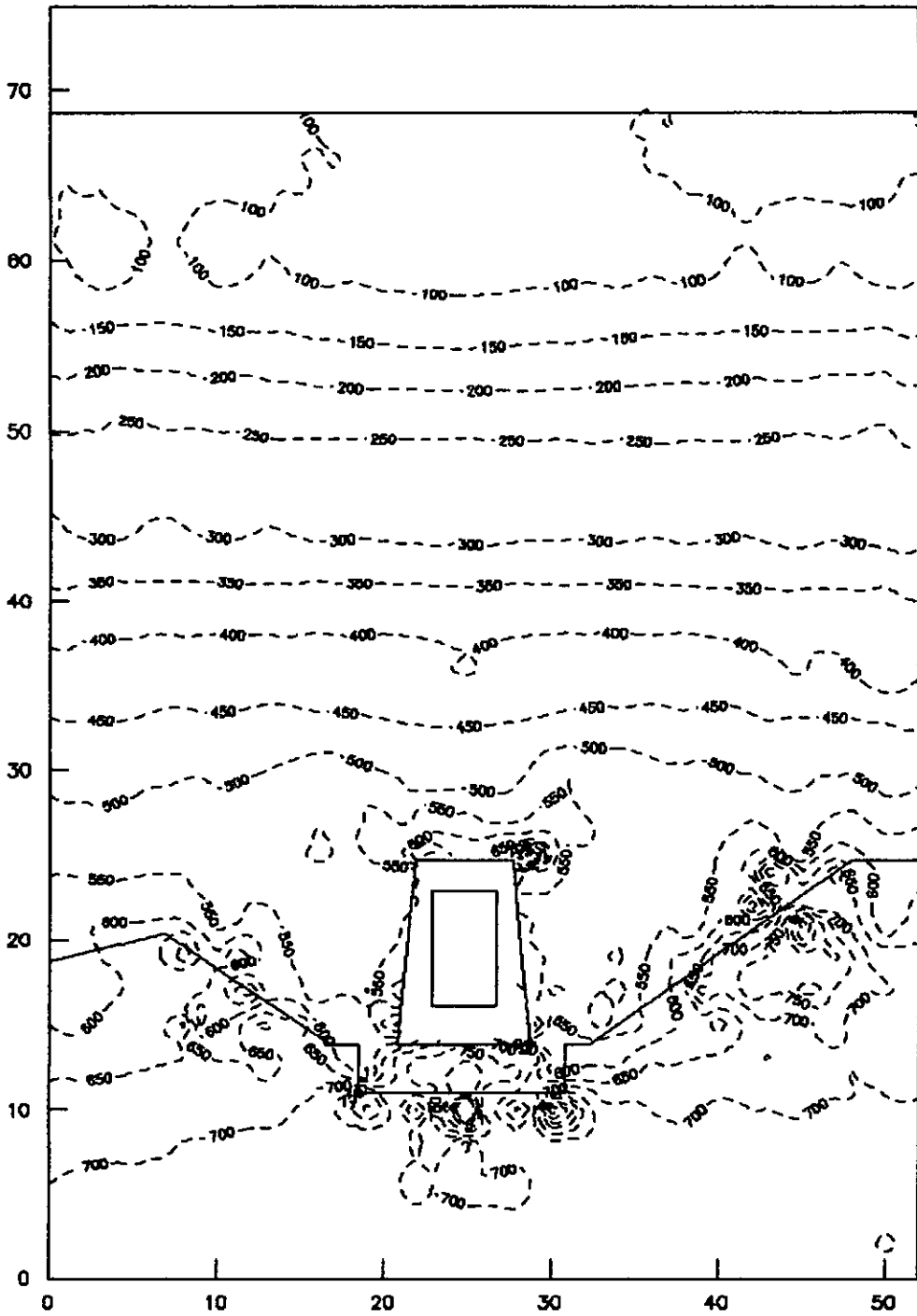
**FIG.87** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Fundação =  $2,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{fundação} = 5 \cdot E_{aterro}$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



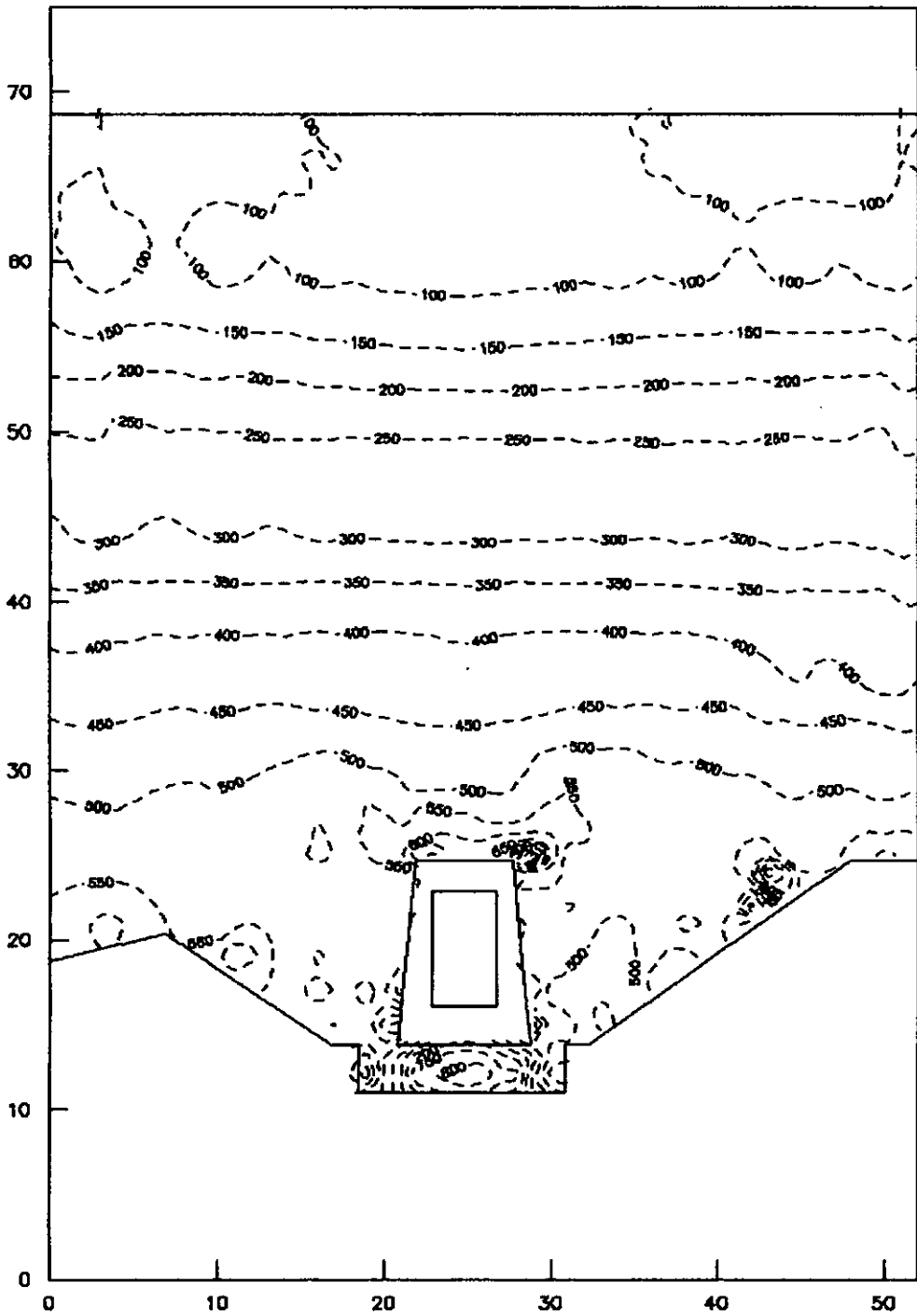
**FIG.88** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{fundação} = 5,0 \cdot E_{aterro}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $10 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



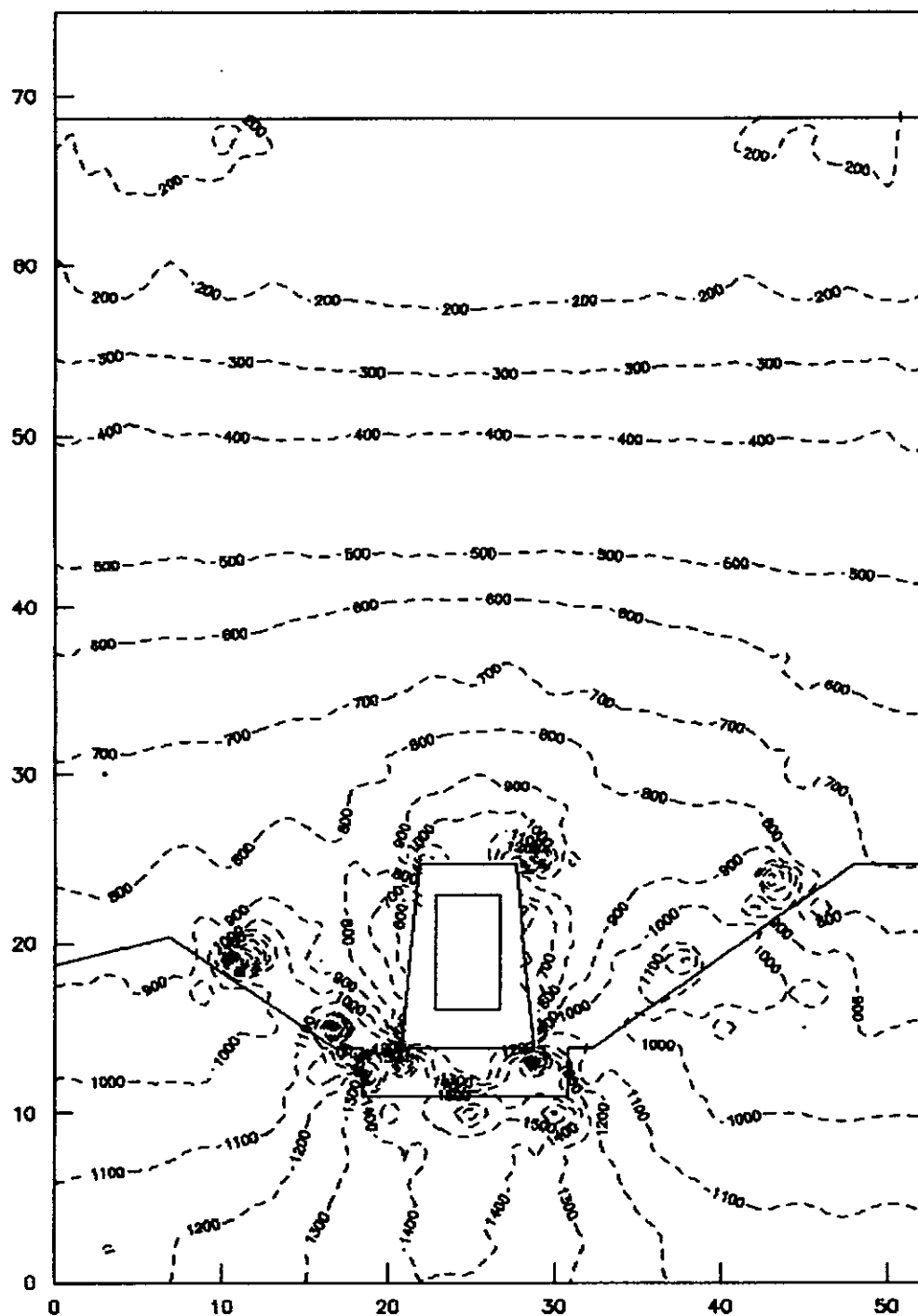
**FIG.89** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $10,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

## BARRAGEM DE JACAREÍ - FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL - TENSÃO HORIZONTAL (kPa)



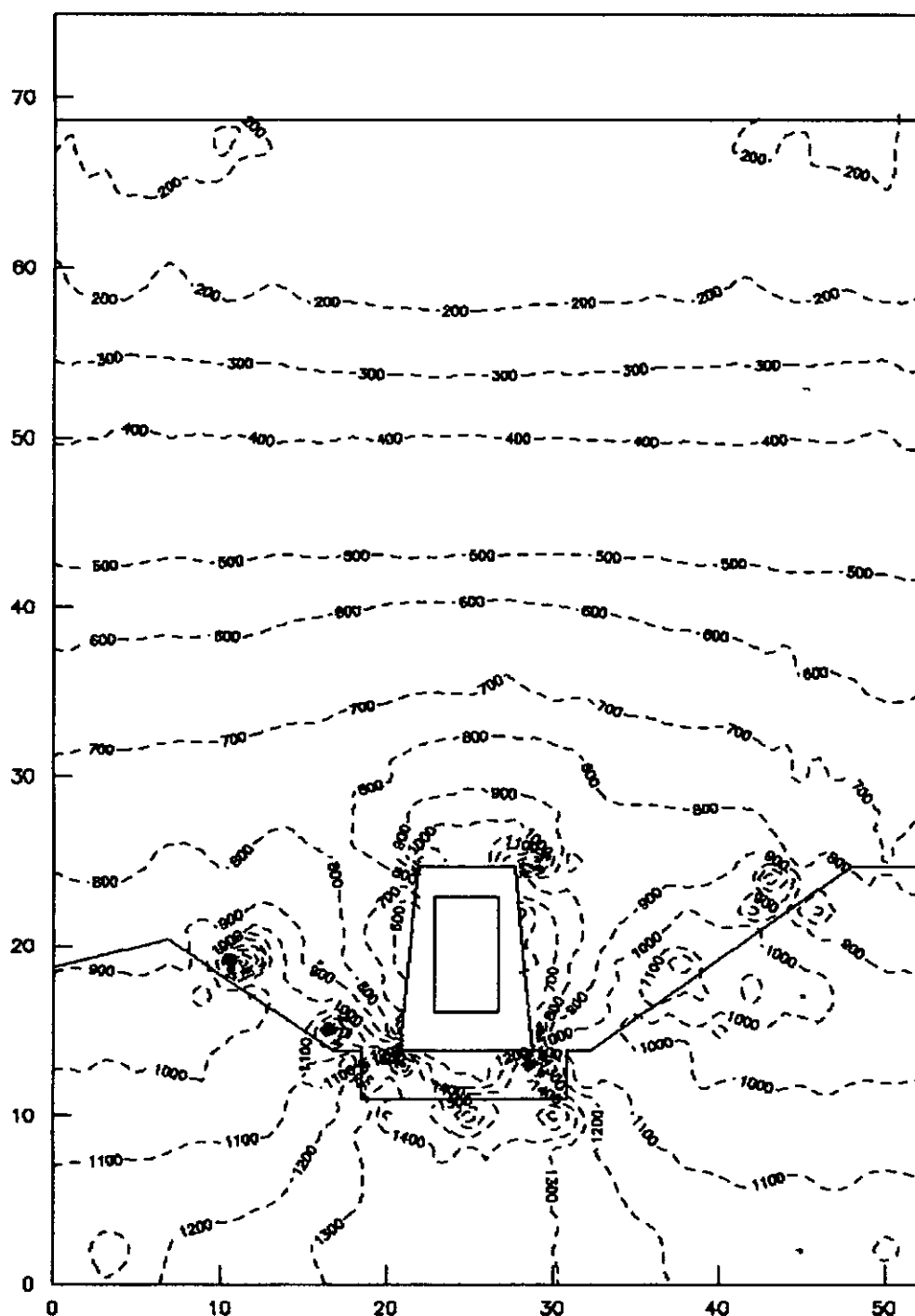
**FIG.90** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES HORIZONTAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL.

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{funda}} = E_{\text{aterro}}/10$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



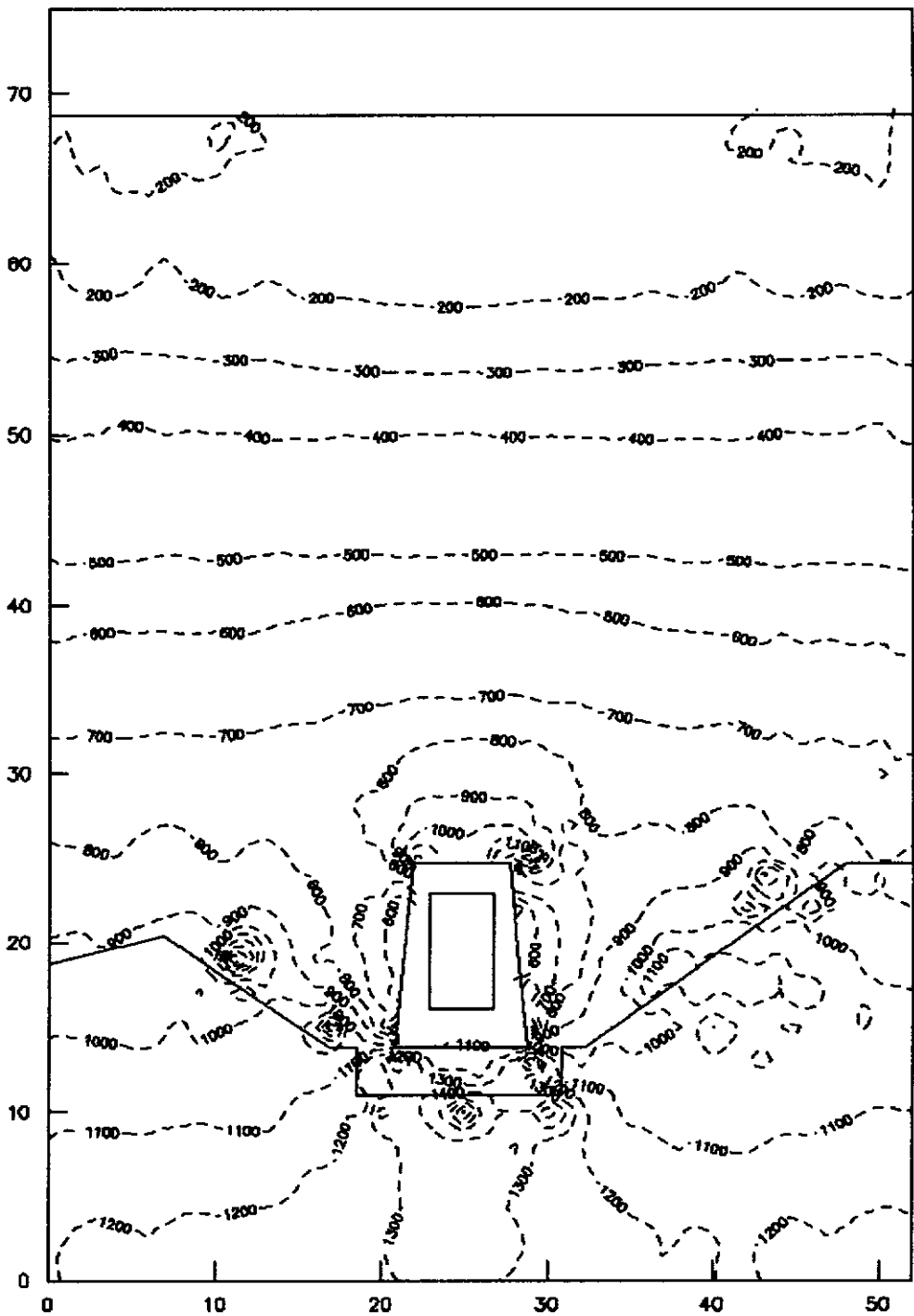
**FIG.91** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{funda}} = 0,1 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = E_{\text{aterro}}/5$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



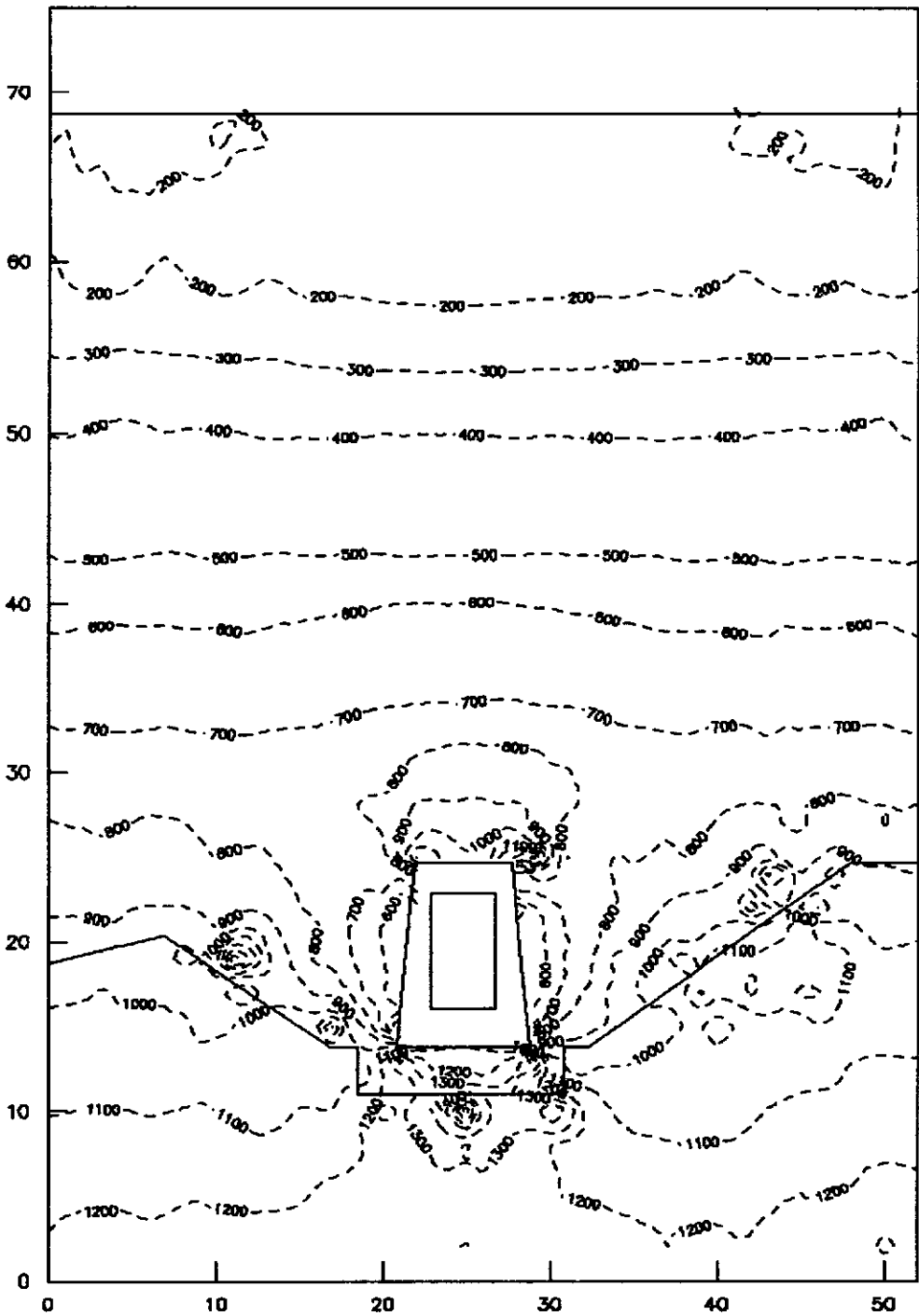
**FIG.92** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 0,2 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{funda\c{c}\~{o}}} = E_{\text{aterro}}/2$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



**FIG.93** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{funda\c{c}\~{o}}} = 0,5 * E_{\text{aterro}}$

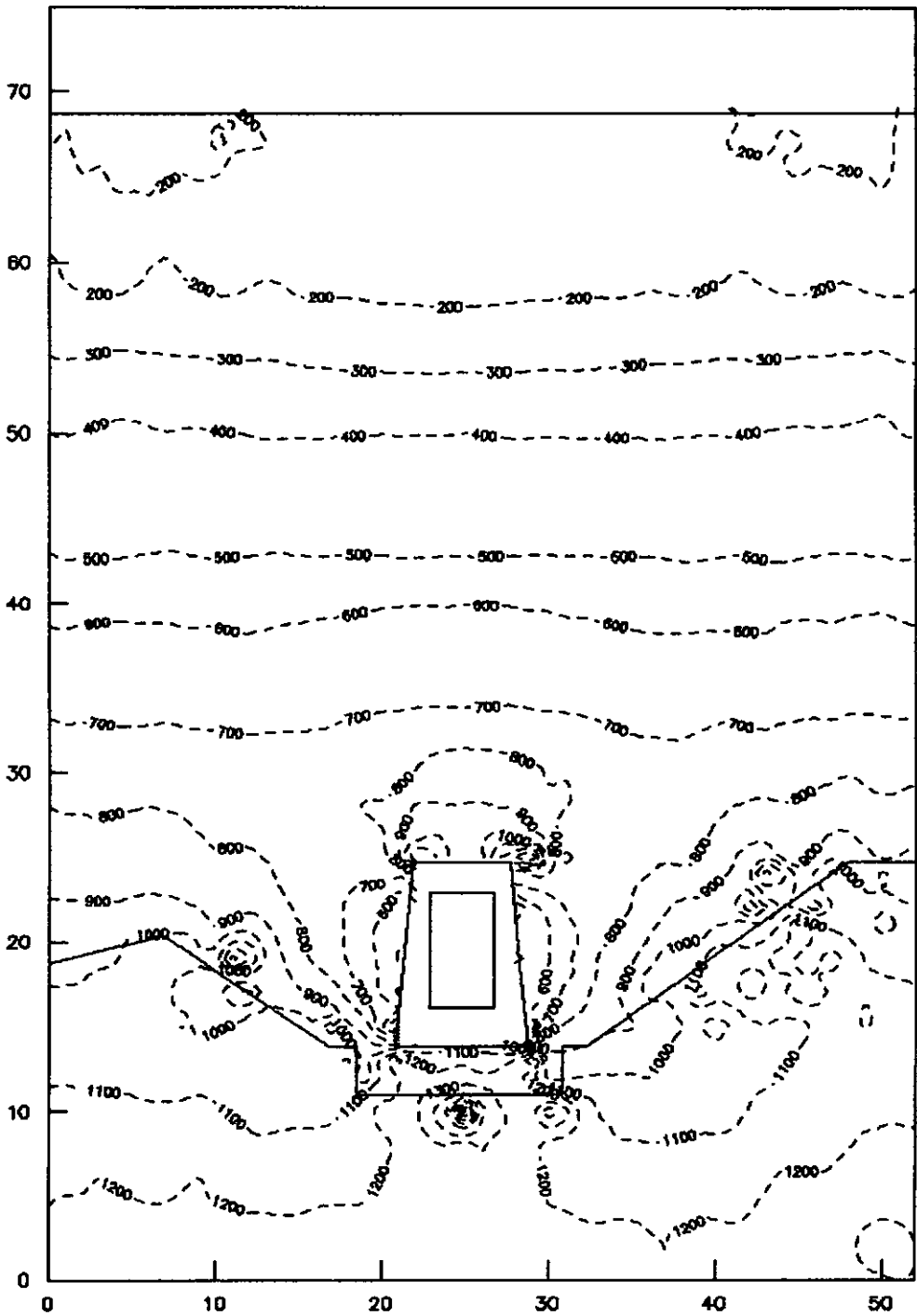
BARRAGEM DE JACAREÍ — Efundação =  $E_{\text{aterro}} - \text{TENSÃO VERTICAL (kPa)}$



**FIG.94** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $1,0 * E_{\text{aterro}}$

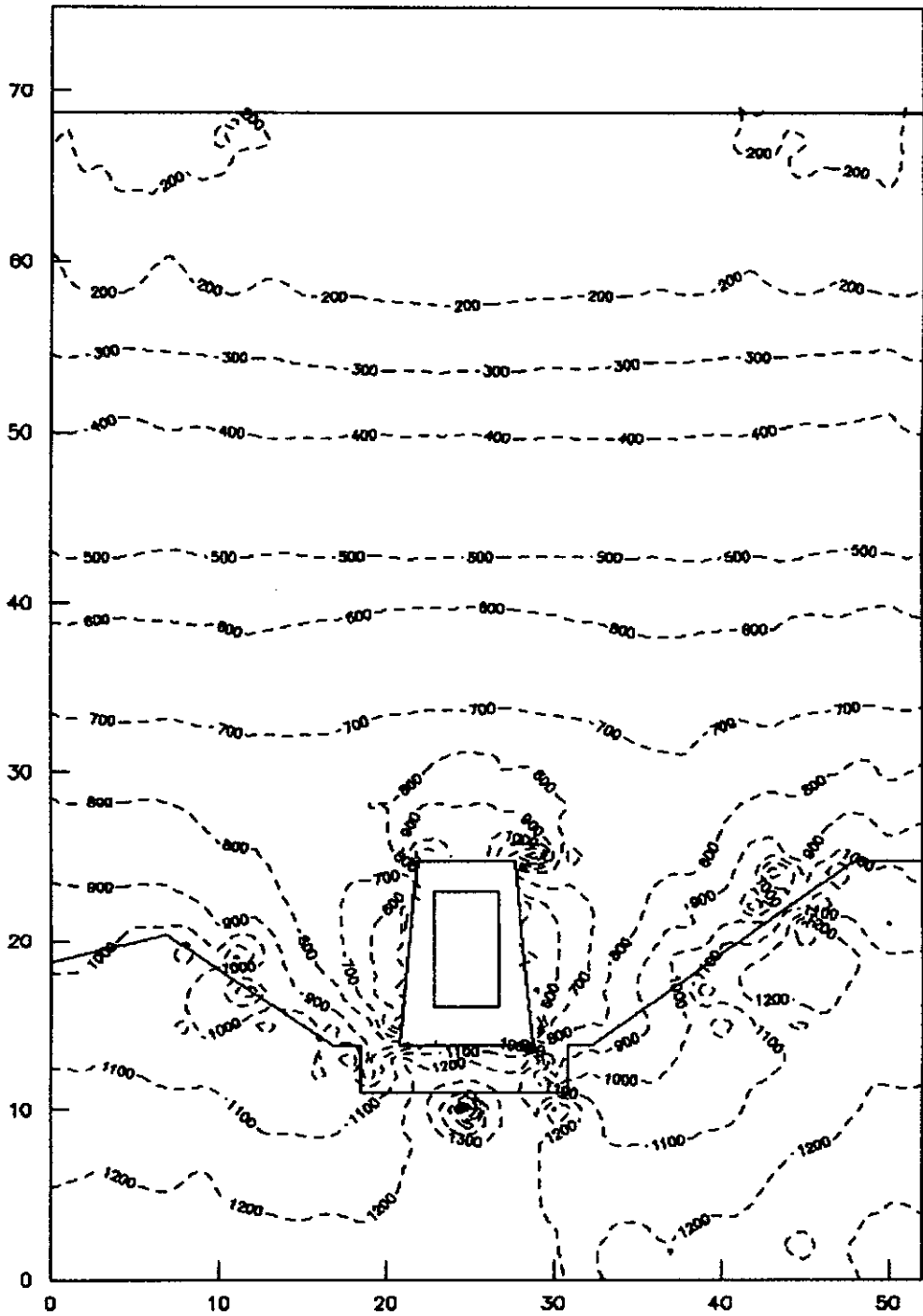


BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $2 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



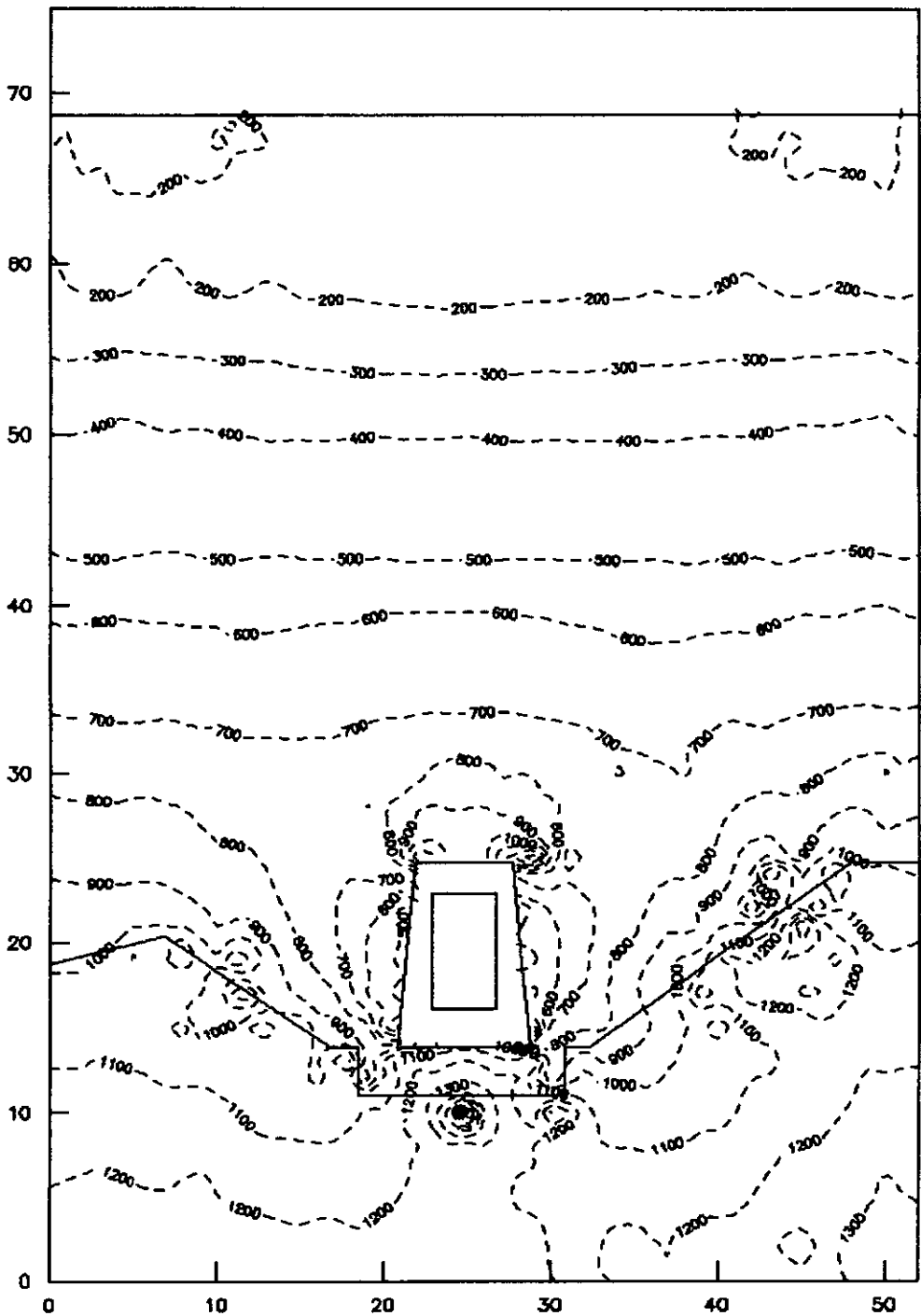
**FIG.95** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $2,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $5 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



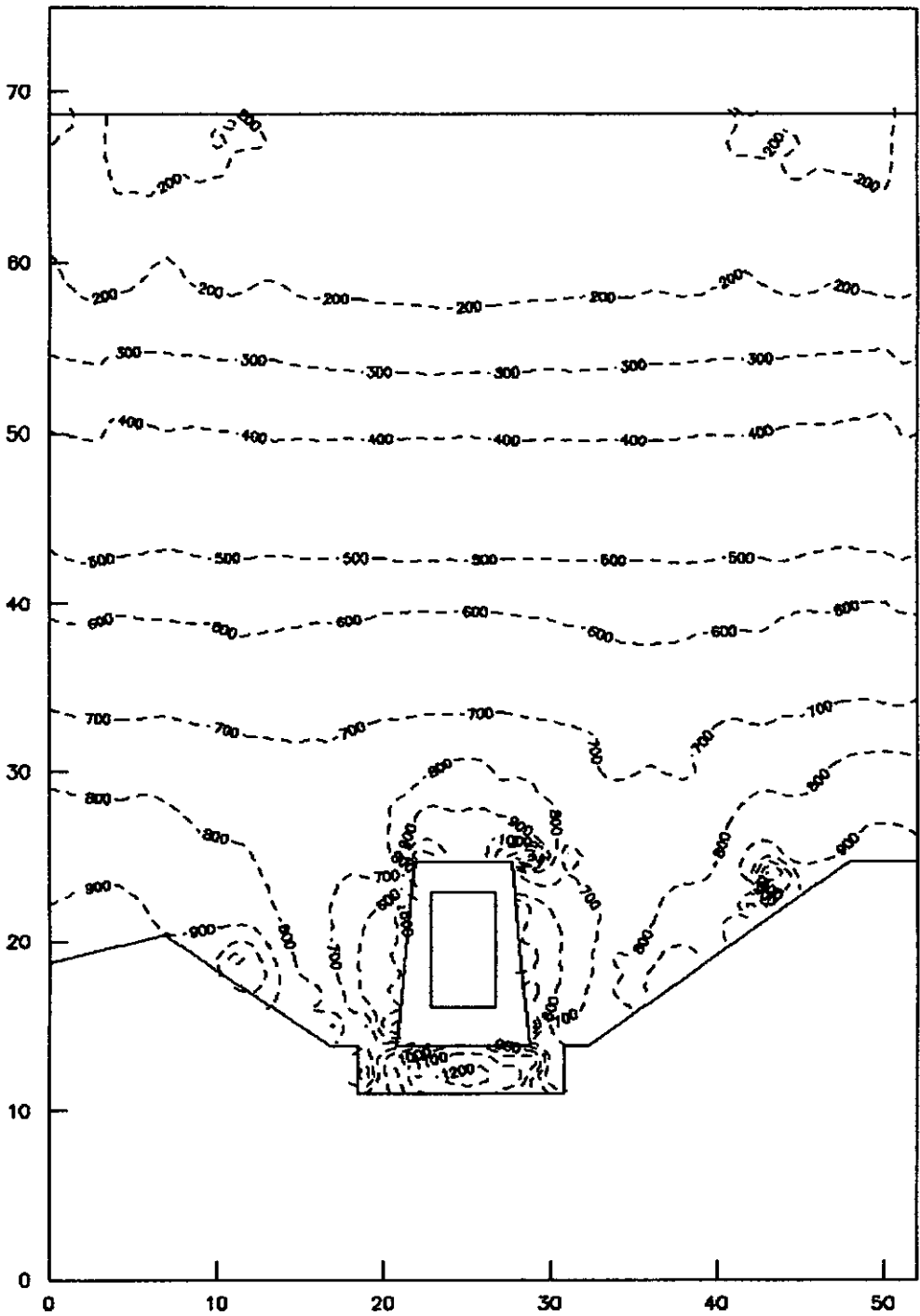
**FIG.96** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $5,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $10 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO VERTICAL (kPa)



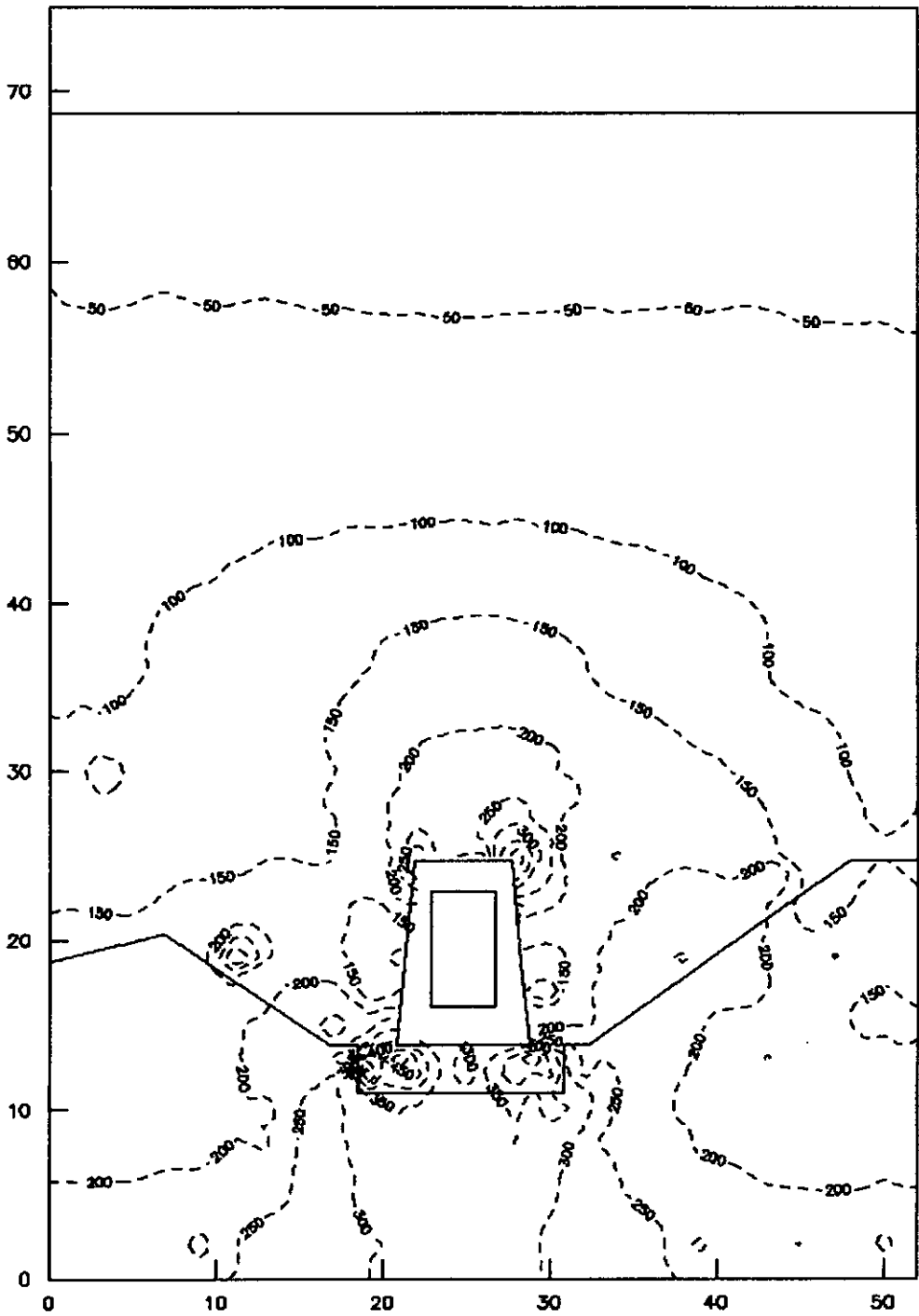
**FIG.97** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $10,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

## BARRAGEM DE JACAREÍ - FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL - TENSÃO VERTICAL (kPa)



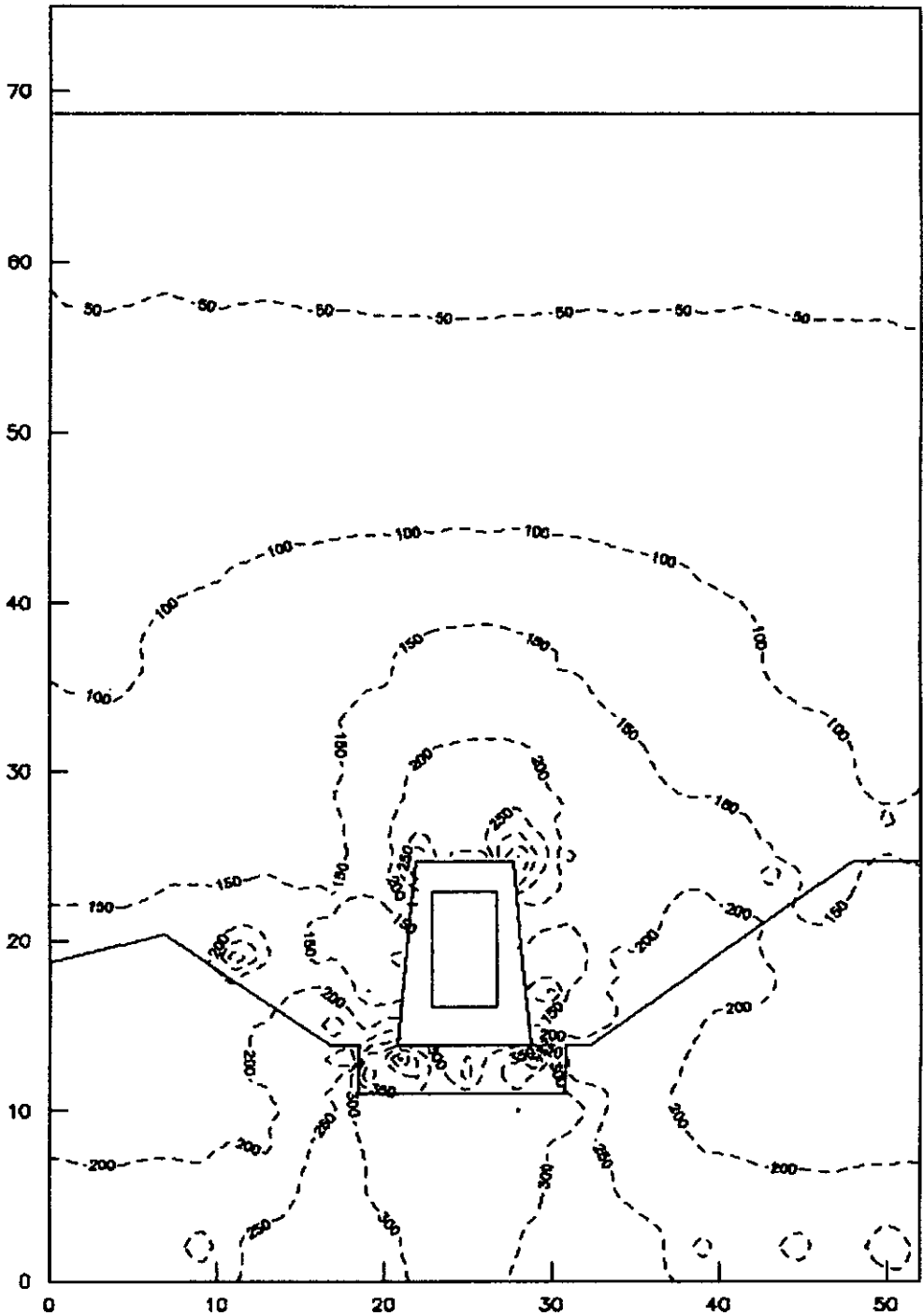
**FIG.98** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES VERTICAIS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL.

BARRAGEM DE JACAREÍ - Fundação =  $E_{\text{aterro}}/10$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



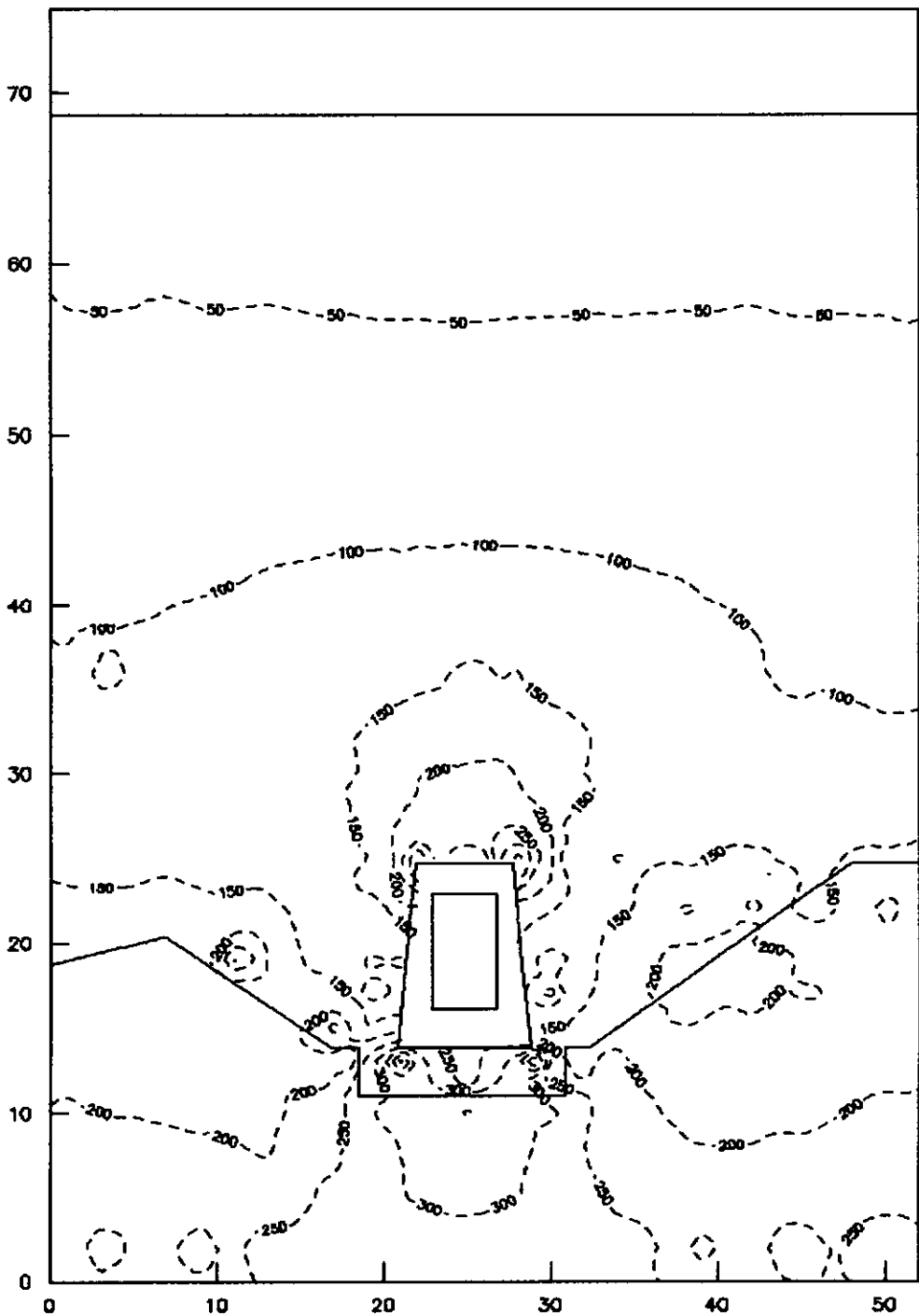
**FIG.99** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Fundação =  $0,1 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{funda\~ao}} = E_{\text{aterro}}/5$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



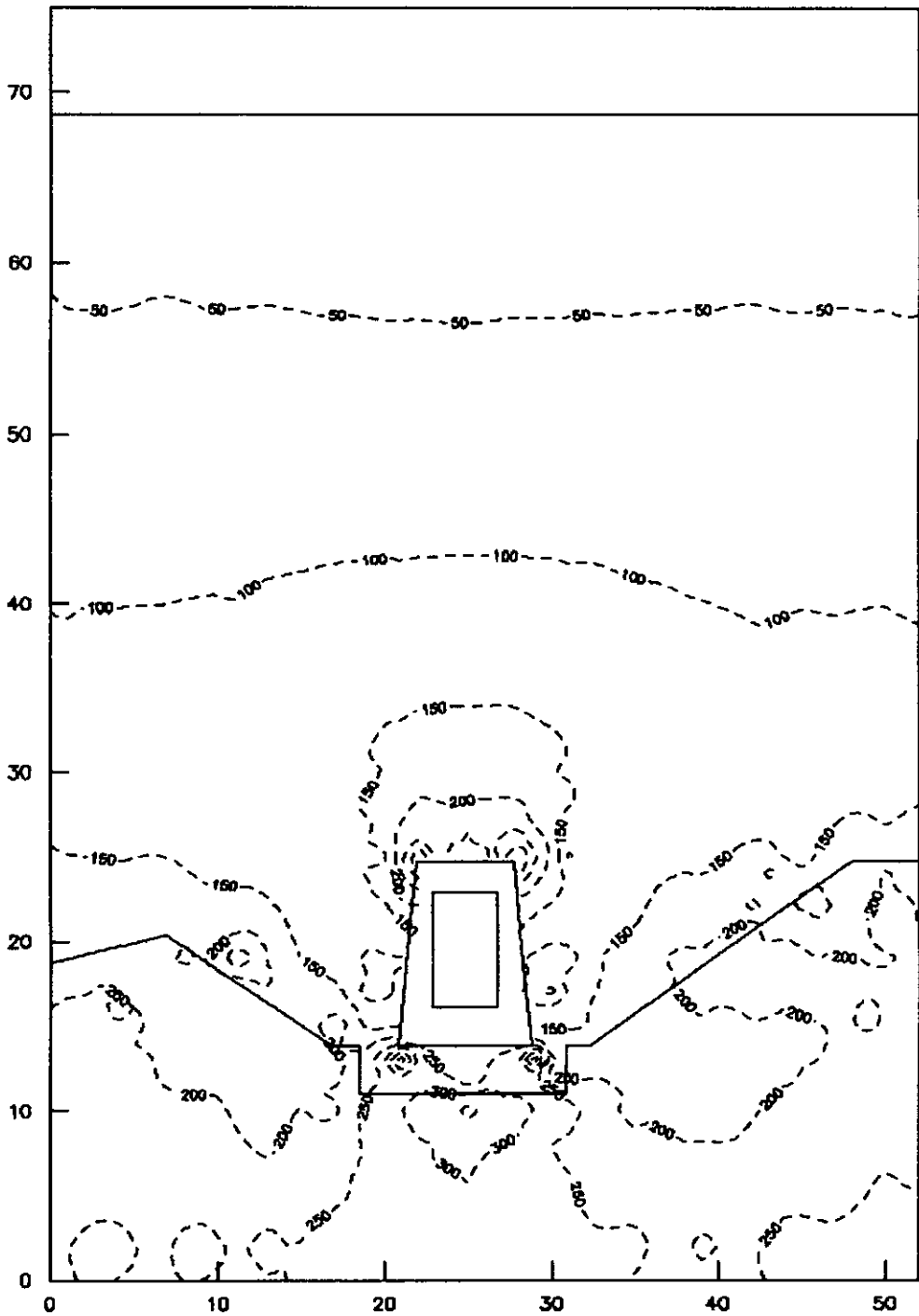
**FIG.100** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{funda\~ao}} = 0,2 * E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{funda\c{c}\~{o}}\text{~{a}}} = E_{\text{aterro}}/2$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.101** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{funda\c{c}\~{o}}\text{~{a}}} = 0,5 * E_{\text{aterro}}$

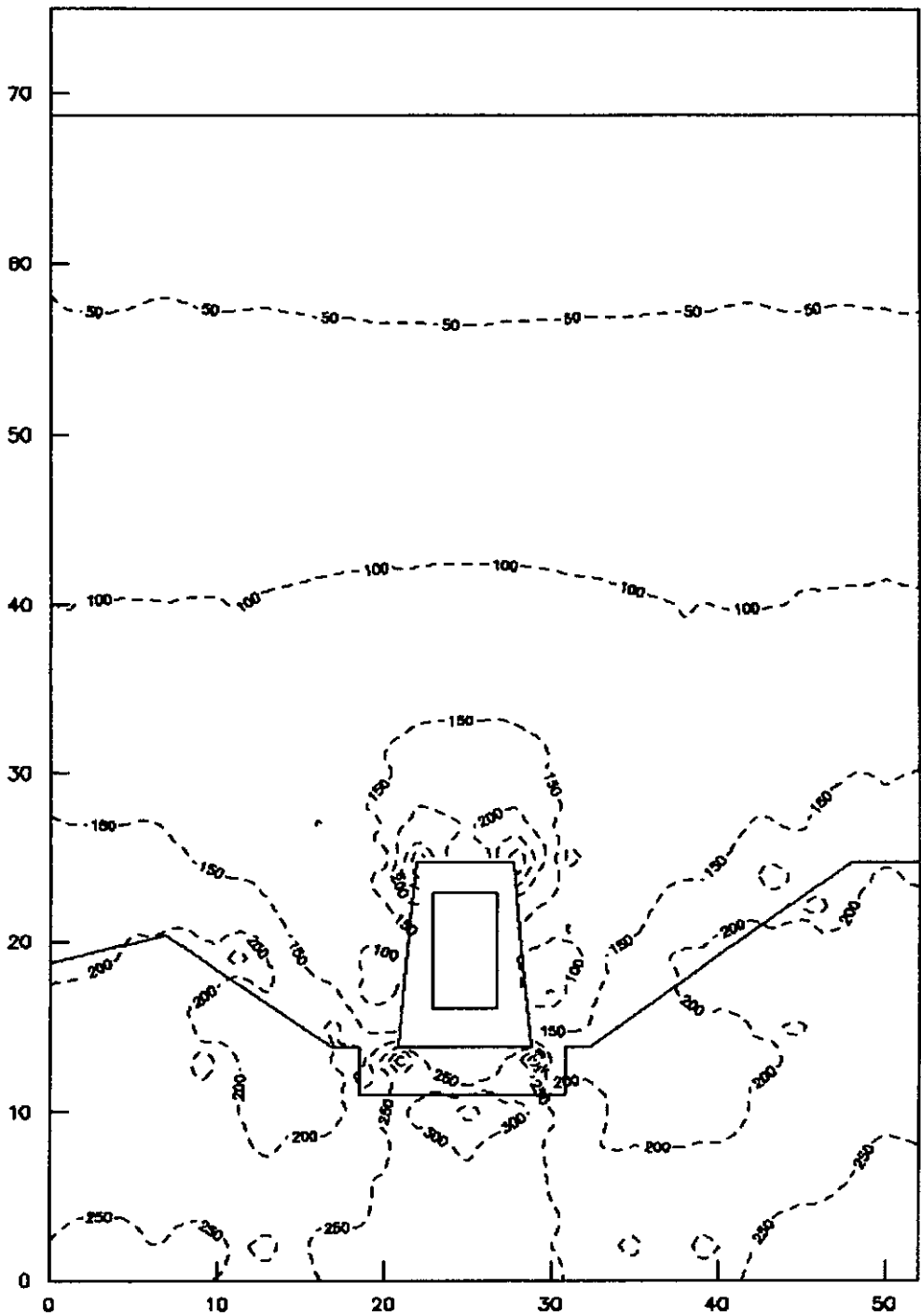
BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.102** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 1,0 * E_{\text{aterro}}$

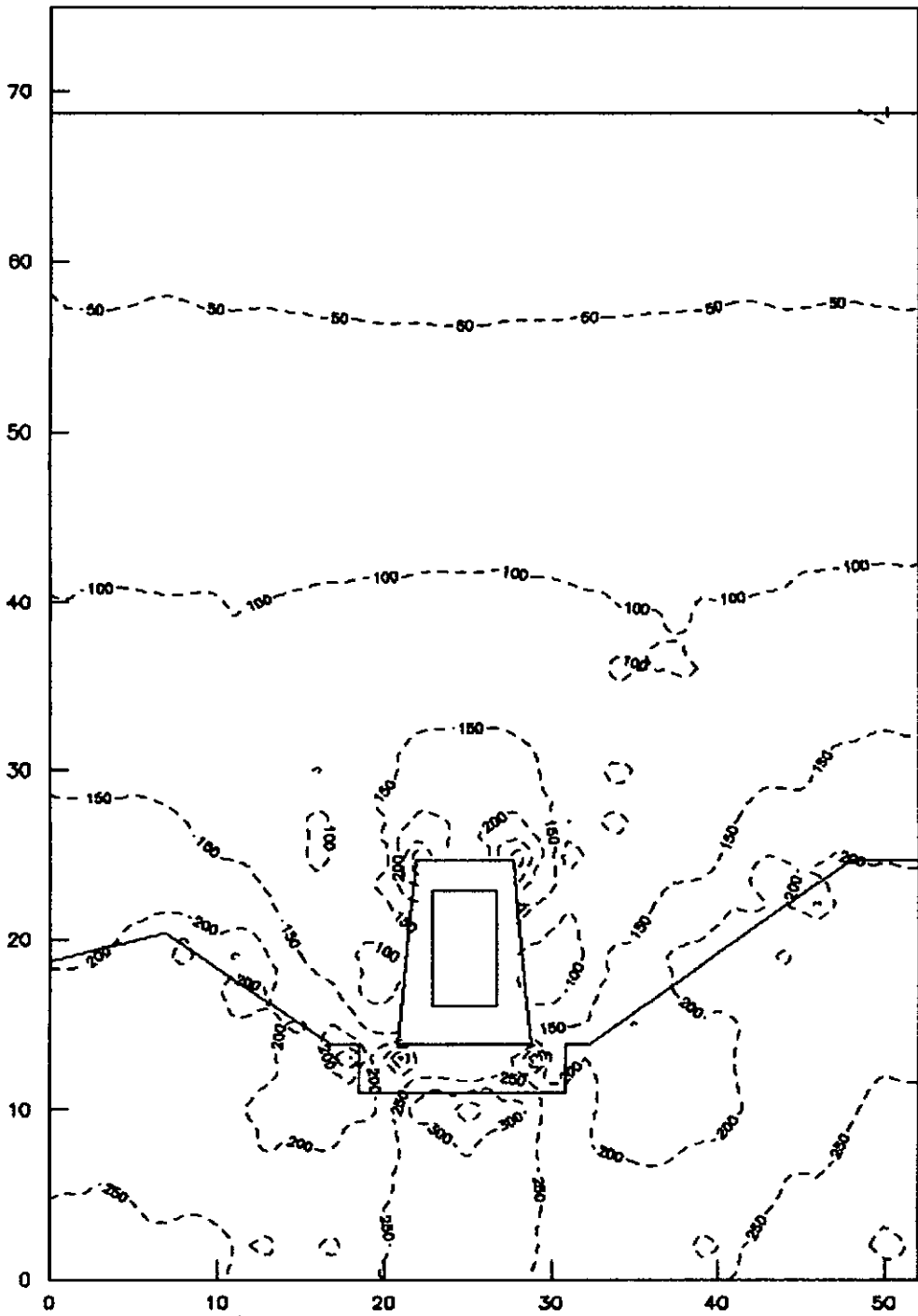


BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = 2 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



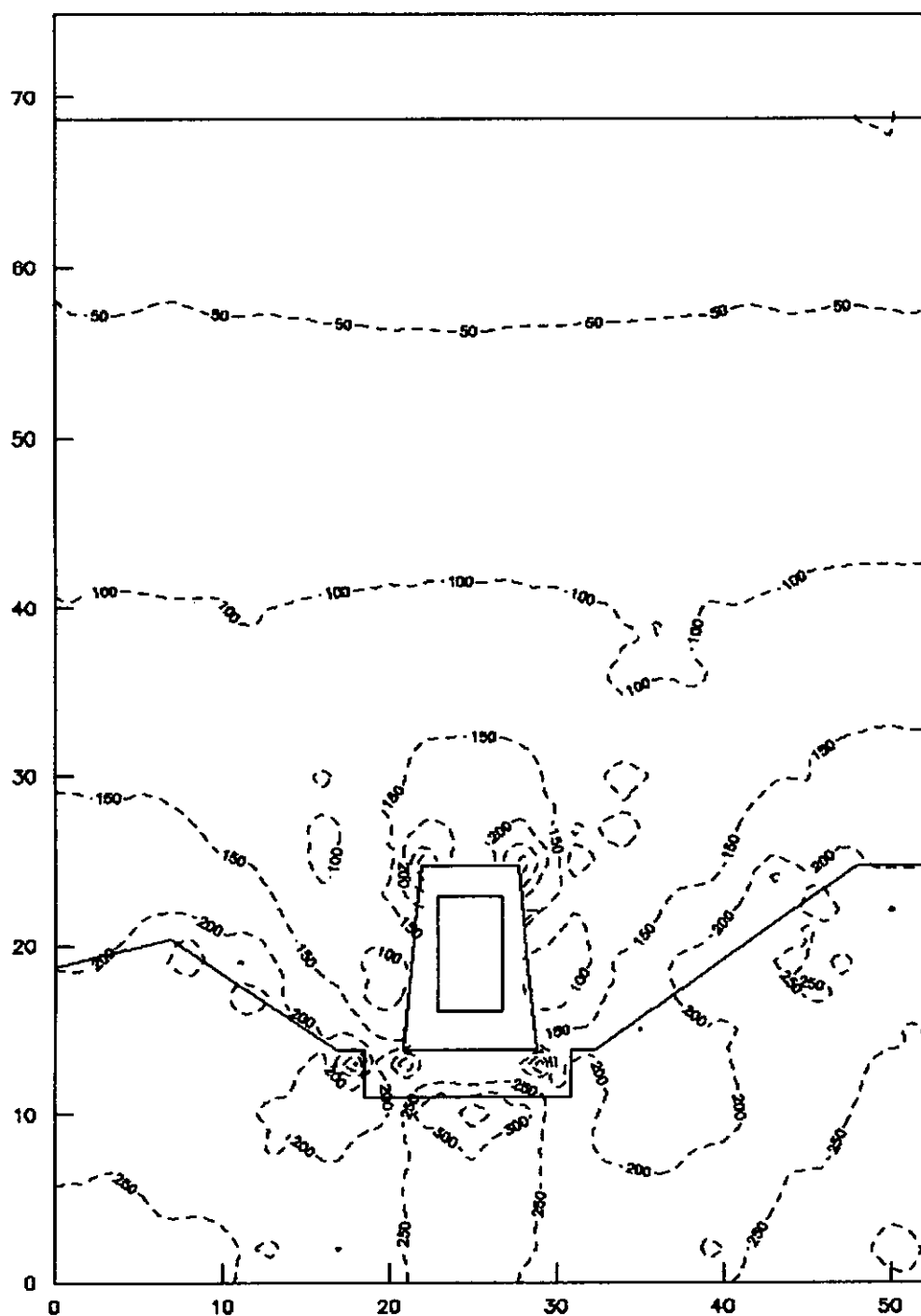
**FIG.103** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 2,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ -  $E_{\text{fundação}} = 5 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



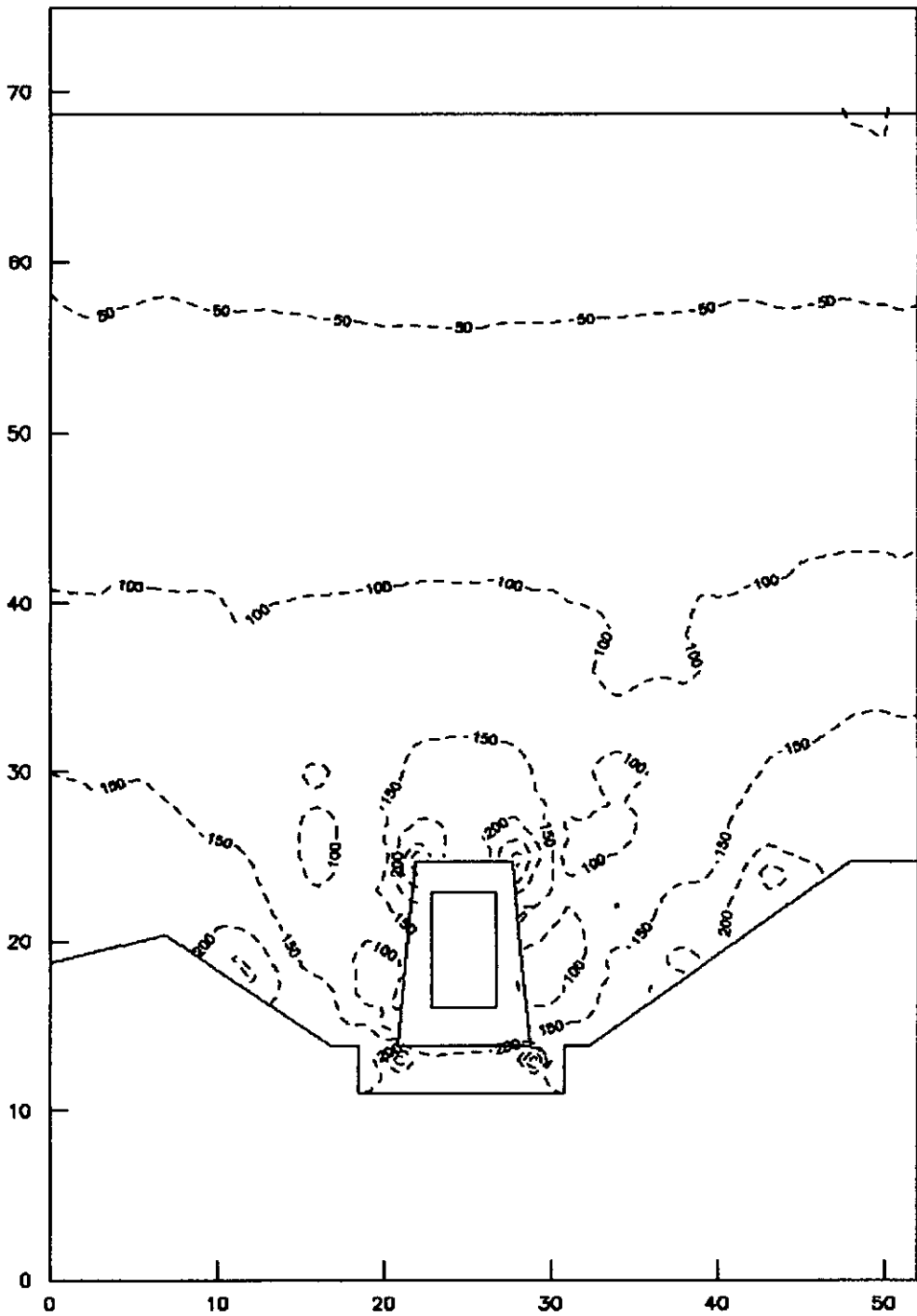
**FIG.104** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
 $E_{\text{fundação}} = 5,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - Efundação =  $10 \cdot E_{\text{aterro}}$  - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.105** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
Efundação =  $10,0 \cdot E_{\text{aterro}}$

BARRAGEM DE JACAREÍ - FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL - TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA (kPa)



**FIG.106** BARRAGEM DE JACAREÍ  
ANÁLISE LONGITUDINAL  
TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS NO ATERRO  
CURVAS DE IGUAL VALOR EM kPa  
FUNDAÇÃO INDEFORMÁVEL

## CAPÍTULO VIII

## CRÍTICA DOS RESULTADOS

=====

Os resultados obtidos nas análises "pseudo-tridimensionais" não confirmaram os valores registrados pela células de pressão total instaladas na interface solo/estrutura, em ambas as galerias estudadas.

A não confirmação dos valores medidos levou a estudos adicionais para determinar as possíveis causas das discrepâncias encontradas.

#### VIII.1 BARRAGEM DE TULLAROO

=====

A distribuição transversal corrigida de tensões verticais no topo da galeria, conforme já descrito em capítulos anteriores, é obtida pela multiplicação dos resultados da análise transversal por um coeficiente de correção, cuja formulação é apresentada nos capítulos VI e VII, que relaciona as análises transversal e longitudinal.

Neste item serão avaliadas apenas as distribuições transversais corrigidas com base em análises longitudinais considerando terreno com geometria irregular "conforme executado" e galeria indeformável, por serem tais condições as que melhor representam a situação real de construção.

No estudo comparativo entre os valores de tensão obtidos e os valores efetivamente registrados pela instrumentação,

TABELA 11 : BARRAGEM DE TULLAROP  
ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DE TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DA ESTRUTURA

VALORES MEDIDOS			PESO DE TERRA		MODELO ELÁSTICO LINEAR				MODELO HIPERBÓLICO				
CÉLULA	LOCALIZAÇÃO	TENSÃO VERTICAL (kPa)	TENSÃO VERTICAL (kPa)	CALCULADO		ANÁLISE TRANSVERSAL		AN. TRANSV. CORRIGIDA		ANÁLISE TRANSVERSAL		AN. TRANSV. CORRIGIDA	
				MEDIDO	MEDIDO	TENSÃO VERTICAL (kPa)	MEDIDO	TENSÃO VERTICAL (kPa)	MEDIDO	TENSÃO VERTICAL (kPa)	MEDIDO	TENSÃO VERTICAL (kPa)	MEDIDO
N	TRANSIÇÃO-MONTANTE	279.00	172.01	0.62	159.21	0.57	223.02	0.80	178.49	0.64	228.81	0.82	
N	NÚCLEO IMPERMEÁVEL	665.00	284.14	0.43	291.32	0.44	408.10	0.61	291.08	0.44	375.15	0.56	
S	NÚCLEO IMPERMEÁVEL	525.00	380.20	0.72	394.34	0.75	469.38	0.93	320.53	0.61	410.89	0.78	
T3	NÚCLEO IMPERMEÁVEL	804.00	505.04	0.63	449.20	0.56	629.39	0.78	449.48	0.56	576.19	0.72	
P	NÚCLEO IMPERMEÁVEL	714.00	548.31	0.77	378.19	0.53	529.79	0.74	365.94	0.54	494.74	0.69	
U	NÚCLEO IMPERMEÁVEL	903.00	364.00	0.39	293.04	0.32	410.50	0.45	263.31	0.29	307.54	0.34	
Q	TRANSIÇÃO-JUSANTE	394.00	212.40	0.54	253.23	0.64	354.74	0.90	242.96	0.62	311.45	0.79	
R	ENROSCAMENTO-JUSANTE	460.00	145.14	0.32	129.49	0.28	181.39	0.39	131.18	0.29	168.16	0.37	
MÉDIA				0.54	0.51	0.70	0.50	0.64					
DESVIO PADRÃO				0.14	0.16	0.20	0.14	0.18					
MÉDIA EXPURGADA				0.66	0.61	0.63	0.59	0.76					
DESVIO PADRÃO EXPURGADO				0.09	0.09	0.08	0.04	0.05					

apresentado na tabela 11, pode-se observar estarem os valores da distribuição transversal corrigida entre 39% e 93% dos valores medidos, para modelo de comportamento elástico linear, e entre 37% e 82% para modelo de comportamento hiperbólico.

A grande variação da relação entre os valores calculados e os medidos levou a uma avaliação da confiabilidade dos valores registrados pelas 9 células de pressão total instaladas no topo da estrutura, ao longo de todo o seu comprimento.

Constatou-se serem os valores registrados pelas células "N", "U" e "R", muito superiores aos registrados pelas células adjacentes, podendo o comportamento da célula "R" ser explicado por estar a mesma sob o espaldar de enrocamento, sendo a grande dimensão das partículas do material responsável por esforços concentrados no diafragma do instrumento; os elevados valores registrados pela célula "N" devem-se ao fato da mesma ter sido instalada próxima à um corta-águas da estrutura, na área de concentração de tensões decorrente do arqueamento devido à saliência do corta águas; já o comportamento da célula "U" só pode ser explicado por mau funcionamento do instrumento de medição ou problemas na instalação do mesmo.

Desconsiderando-se os valores registrados pelas células "N", "U" e "R", a relação média entre os valores da distribuição transversal corrigida e os efetivamente medidos passa a ser de 0,83 para modelo de comportamento

elástico linear e 0,76 para modelo hiperbólico, tal relação para a distribuição transversal não corrigida é de 0,61 e 0,59 respectivamente para o modelo elástico linear e hiperbólico; enquanto a mesma relação para o peso de terra é de 0,66; o que por si só já demonstra a validade da correção proposta por esse trabalho.

Conforme pode ser constatado na tabela 11, os desvios padrão da relação entre os valores calculados e os registrados pela instrumentação, reduz-se sensivelmente com o expurgo dos valores registrados pelas células "N", "U" e "R", o que confirma a não confiabilidade dos valores registrados por tais instrumentos.

A distribuição de tensões normais à estrutura foi obtida diretamente da análise longitudinal, sendo avaliados, neste item, apenas os resultados das análises que consideram a geometria dos terreno conforme construído, comparando os resultados obtidos para galeria indeformável e para galeria deformável.

Na tabela 12 é apresentado o estudo comparativo entre os valores calculados e os efetivamente medidos.

A distribuição longitudinal de tensões normais, apresenta, nas laterais da estrutura, valores mais compatíveis com as tensões medidas quando a estrutura é considerada como deformável, enquanto o valor no topo, obtido em análise considerando a estrutura como indeformável é o que mais se aproxima do valor registrado pela instrumentação.



O comportamento da distribuição longitudinal de tensões normais é decorrente da impossibilidade de simular adequadamente, no programa de elementos finitos utilizado na análise, o comportamento do concreto armado, que ao contrário dos solos, resiste às trações que se desenvolvem na abóbada da galeria, apresentando portanto comportamento mais rígido e menores deslocamentos, o que significaria um alívio de tensões acima da estrutura muito inferior ao obtido na análise considerando a galeria como deformável.

Pode-se observar também, na tabela 12, ser a relação entre os valores calculados e os medidos no lado esquerdo da estrutura, células T-1 e T-2, inferiores aos obtidos do lado direito, células T-4 e T-5, o que é decorrente do fato de ser o lado esquerdo aquele que apresenta maiores dificuldades à compactação do aterro, sendo provavelmente o material à esquerda da estrutura mais compressível.

Os resultados nas laterais da galeria, considerando a estrutura como deformável, apresentaram uma relação entre os valores calculados e os medidos entre 0,69 e 0,93, para modelo de comportamento elástico linear, e entre 0,67 e 0,88, para modelo de comportamento hiperbólico; enquanto no topo da estrutura, considerando-a como indeformável, esta relação foi de 0,78 para modelo elástico linear e 0,72 para modelo hiperbólico.

Superpondo-se os resultados das análises com galeria deformável e indeformável, de maneira a se obter uma envoltória de tensões normais à estrutura, face a impossibilidade de simular de maneira adequada o

TABELA 12 : BARRAGEM DE TULLAROOP  
ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NORMAIS EM TORNO DA ESTRUTURA ENTERRADA

VALORES MEDIDOS			MODELO ELÁSTICO LINEAR				MODELO HIPERBÓLICO			
CÉLULA	DISPOSIÇÃO (graus)	TENSÃO NORMAL (kPa)	GALERIA INDEFORMÁVEL		GALERIA DEFORMÁVEL		GALERIA INDEFORMÁVEL		GALERIA DEFORMÁVEL	
			TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO	TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO	TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO	TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO
T-1	180	315.53	84.73	0.27	218.54	0.69	159.69	0.51	220.08	0.70
T-2	135	736.25	365.78	0.50	515.77	0.70	444.44	0.60	490.24	0.67
T-3	90	804.40	629.29	0.78	301.32	0.37	576.19	0.72	387.01	0.48
T-4	45	689.50	436.42	0.63	593.18	0.86	463.20	0.67	493.15	0.72
T-5	0	292.16	132.80	0.45	271.84	0.93	211.88	0.73	257.62	0.88
MÉDIA			0,53		0,71		0,65		0,69	
DESVIO PADRÃO			0,19		0,22		0,09		0,14	

comportamento do concreto, obtem-se uma relação média entre os valores da envoltória de tensões e os valores medidos de 0,79 e 0,75 para comportamento elástico linear e hiperbólico respectivamente.

Resumindo, pode-se afirmar que os valores calculados, conforme proposto neste trabalho, variam entre 75% e 80% dos valores registrados pela instrumentação, tanto para a distribuição transversal de tensões verticais no topo da galeria como para a distribuição longitudinal de tensões normais à estrutura, o que já significa um excelente resultado em se tratando de mecânica dos solos, no entanto há que ser considerado também o fator de perturbação do instrumento que é discutido nos parágrafos seguintes.

A presença de uma célula de pressão total provoca uma redistribuição de tensões em torno da mesma, sendo a perturbação tanto maior quanto maior é a diferença de rigidez entre o instrumento e o meio que o envolve, sendo a relação entre a tensão medida e a real denominada fator de perturbação.

Estudos de Woodford e Skipp, citados por Hanna [017], sobre o fator de perturbação de células de pressão total em interfaces solo/estrutura de concreto, demonstraram estarem os valores registrados por instrumentos em tais condições entre 85% (f. de perturbação=1,18) e 128% (f. de perturbação=0,78) da tensão real atuante.

Os estudos citados no parágrafo anterior demonstram que os resultados obtidos nos cálculos podem estar entre 65% e

101% dos valores reais , o que significa a aplicação de um fator de correção, nos resultados, de no máximo 1,55.

#### VIII.2 BARRAGEM DE JACAREÍ =====

As distribuições de tensão, tanto verticais no topo da galeria, como normais à mesma no eixo da barragem, mostraram-se muito superiores aos valores registrados pelas células de pressão total instaladas na interface solo/estrutura.

Estudos adicionais variando a compressibilidade do material de fundação, e a geometria do terreno natural, demonstraram não serem tais fatores os responsáveis pelas discrepâncias observadas.

Um questionamento quanto ao funcionamento dos instrumentos não seria razoável uma vez que todas as células de pressão total, instaladas no topo da estrutura, mostraram comportamento semelhante.

Não sendo, as discrepâncias entre os valores calculados e os medidos, resultantes da compressibilidade excessiva do material da fundação ou geometria do terreno natural nem decorrentes de mau funcionamento dos instrumentos, resta apenas a possibilidade de problemas na instalação dos mesmos.

Os artigos em que se baseou o estudo da galeria de Jacareí descrevem a instalação dos instrumentos da seguinte maneira:

"...A instalação foi feita em recessos previamente deixados na estrutura, sendo aberto um poço quando o aterro atingia 1,0 m acima da cota de instalação. Após a limpeza do recesso as células foram posicionadas utilizando uma forma especial onde as mesmas foram fixadas por meio de presilhas de aço de maneira a manter a superfície externa da célula tangente à superfície de concreto, evitando concentração de tensões e efeitos de arqueamento ao redor das mesmas. A seguir foi feita a condução dos cabos das células por meio de tubulações embutidas nas paredes da estrutura, preenchendo-se o espaço entre a forma e a estrutura com argamassa de concreto, e após a cura da mesma foi executado reaterro com compactação manual..." [022]

"...Ressalta-se que a colocação dos instrumentos na interface só ocorreu quando o aterro ultrapassava 1,0m no mínimo, por exigência das especificações de projeto, sendo necessária a abertura de poços com largura em torno de 1,5 m . Estes foram reaterrados com compactação manual em camadas de 10 cm e teor de umidade próxima da do aterro..." [023]

Os trechos dos artigos, citados acima demonstram a preocupação de não danificar os instrumentos, porém também explicam o comportamento das células de pressão total observado.

O procedimento adotado na instalação dos instrumentos, conforme descrito, possivelmente acarretou, imediatamente acima e nas laterais da estrutura, uma região de maior compressibilidade em decorrência da dificuldade de se executar uma compactação adequada em áreas restritas, provocando inadvertidamente o que Marston descreveu como "efeito de falsa trincheira".

Sendo assim os valores registrados pelos instrumentos refletem o comportamento da distribuição de tensões apenas na seção em que foram instaladas as células de pressão total e não o comportamento real da distribuição de tensões na estrutura enterrada.

Objetivando corroborar as afirmações feitas nos dois parágrafos precedentes, foi efetuada uma análise onde procurou-se recriar as condições decorrentes do processo de instalação dos instrumentos, considerando-se uma camada com 1,0 m de espessura de material com compressibilidade equivalente a 10 vezes a do aterro, nas laterais da estrutura e em cima das células instaladas no topo da mesma.

Os resultados de tal análise são apresentados na tabela 13 juntamente com os valores obtidos em análise semelhante efetuada sem que as condições de instalação dos instrumentos fossem simuladas.

A relação entre os valores obtidos na análise considerando o aterro de envolvimento homogêneo e os efetivamente medidos, varia entre 1,16 e 4,72, sendo em média de 2,29

com desvio padrão de 1,17 ; a mesma relação para a análise em que foram simuladas as condições de instalação dos instrumentos varia entre 0,78 e 2,06 , sendo em média de 1,27 com desvio padrão de 0,46 .

Tais resultados confirmam as suposições quanto aos problemas de instalação dos instrumentos , demonstrando a necessidade de cuidados, não apenas para evitar danos na células, mas também para garantir que os instrumentos refletirão o comportamento verdadeiro do estado de tensões estabelecido no aterro.

Exetutando-se os valores registrados pelas células C4 e C8, os demais resultados apresentam-se dentro da faixa de variação do fator de influência de células de pressão total instaladas em tais condições, o que confirma a validade do procedimento de cálculo sugerido.

TABELA 13 : BARRAGEM DE JACAREÍ  
ESTUDO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NORMAIS  
EM TORNO DA ESTRUTURA ENTERRADA

VALORES MEDIDOS		PARÂMETROS E GEOMETRIA CONFORME ARTIGOS			
		ATERRO HOMOGÊNEO		ATERRO NÃO HOMOGÊNEO	
CELULA	TENSÃO NORMAL (kPa)	TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO	TENSÃO NORMAL (kPa)	CALCULADO MEDIDO
C-1	392.64	566.33	1.44	393.63	1.00
C-2	373.01	619.58	1.66	469.43	1.26
C-3	412.27	569.03	1.38	387.95	0.94
C-4	490.80	2314.44	4.72	1008.93	2.06
C-5	304.30	1046.97	3.44	369.64	1.21
C-6	588.96	1383.45	2.35	546.03	0.93
C-7	314.11	548.11	1.74	391.35	1.25
C-8	245.40	657.89	2.68	491.05	2.00
C-9	490.80	568.14	1.16	383.80	0.78
MÉDIA			2.29		1.27
DESVIO PADRÃO			1.17		0.46



## CAPÍTULO IX

## CONCLUSÕES

=====

Os estudos realizados demonstraram a viabilidade e as limitações de uma análise pseudo - tridimensional das tensões atuantes em galerias de concreto no interior de barragens de terra, utilizando elementos finitos.

Nos itens subsequentes serão discutidos o procedimento de cálculo proposto e suas limitações, as observações quanto ao comportamento do campo de tensões em presença de uma intrusão rígida, e sugestões para estudos posteriores.

IX.1 PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO  
=====

O procedimento de cálculo aqui apresentado tem por finalidade :

- (i) determinar as tensões normais atuantes em uma estrutura rígida enterrada.
- (ii) calcular as tensões verticais no topo da galeria, ao longo de todo o seu comprimento.
- (iii) detectar a possibilidade de ocorrência de fraturamento hidráulico nas laterais da estrutura.
- (iv) definir o posicionamento adequado de instrumentos de medição de tensões totais e poro-pressões.

O procedimento de análise adotado fundamenta-se na correção da distribuição de tensões verticais no topo da galeria, obtida em análise da seção transversal pelo eixo da estrutura enterrada, com base em análise de seção longitudinal pelo eixo da barragem, na região de interesse em torno da galeria.

A correção consiste em multiplicar os valores de tensão vertical obtidos em análise transversal por um fator de correção definido pela divisão do valor de tensão vertical no eixo da estrutura de barramento, obtido na análise longitudinal considerando a galeria como indeformável, pelo valor de tensão vertical no eixo da barragem, obtido na análise transversal.

A concepção de tal fator decorre do fato de uma análise longitudinal permitir avaliar o efeito da presença de um elemento rígido em meio ao aterro compressível, e o consequente rearranjo do campo de tensões nas imediações da mesma, enquanto na análise transversal o efeito da intrusão rígida não aparece.

A distribuição de tensões normais à estrutura enterrada, no eixo da barragem, pode ser obtida diretamente da análise longitudinal, desde que o modelo de comportamento dos materiais, adotado no programa de elementos finitos utilizado, permita a simulação correta do comportamento do concreto quando submetido à tração, sendo a análise neste caso efetuada considerando a galeria como deformável; no entanto é preciso ressaltar que esse procedimento não foi verificado no presente trabalho, devendo seus resultados

serem avaliados cuidadosamente.

Em situações nas quais a modelagem de comportamento dos materiais não permitir a adequada simulação do comportamento do concreto, conforme já foi discutido no capítulo VI, deve-se adotar, para efeito de dimensionamento da estrutura de concreto, a envoltória de tensões obtida pela superposição das distribuições normais de análises longitudinais considerando a estrutura como indeformável e deformável.

Os valores de tensão, obtidos conforme descrito nos parágrafos anteriores, deverá ser majorado por um coeficiente de ajuste de 1,5 , podendo tal valor ser reduzido em função de estudos posteriores ou com base na instrumentação de obras com geometria , condições de fundação e aterro semelhantes.

A avaliação da possibilidade de ocorrência de fraturamento hidráulico deverá ser efetuada com base em análise longitudinal considerando a galeria como indeformável, devendo a geometria, da estrutura e do terreno de assentamento , ser modificada caso os valores da tensão principal menor mostrarem-se próximos ou inferiores aos valores de poro-pressão esperados, sendo recomendável também a instalação de piezômetros e células de pressão total nas regiões críticas de baixas pressões , para acompanhar tanto o desenvolvimento das tensões como o de poro-pressões , permitindo assim avaliar as tendências ao fraturamento hidráulico.

O procedimento de cálculo, como desenvolvido até a presente data, não permite determinar as tensões normais à galeria em outra seção que não a situada no eixo da estrutura de barramento, estudos adicionais nesse sentido seriam de grande interesse.

## IX.2 OBSERVAÇÕES QUANTO AO COMPORTAMENTO DO CAMPO DE ===== TENSÕES EM PRESENÇA DE UMA INTRUSÃO RÍGIDA =====

Além da validade do procedimento de cálculo, descrito no item anterior, foram observadas algumas características interessantes quanto ao comportamento do campo de tensões estabelecido no maciço compressível em presença de uma intrusão rígida, as quais são apresentadas a seguir.

Os estudos efetuados vieram confirmar que a presença de um elemento rígido, no interior de um maciço compressível, acarreta uma concentração de tensões na região acima da estrutura e um alívio de tensões nas laterais da mesma.

Análises variando a compressibilidade da fundação, mostraram ser pequena a influência da relação entre os módulos de deformabilidade do aterro e da fundação, tanto na distribuição transversal de tensões verticais no topo da estrutura, como na distribuição longitudinal de tensões normais, complementando as observações de Brown [004 e 006].

Conforme anteriormente constatado por Chang, Spinoza e Sellig [008], observou-se ser pequena a influência do

modelo de comportamento nos valores de tensão transferida à estrutura enterrada pelo aterro que a envolve.

Constatou-se também, como já era esperado, ser a influência da variação do coeficiente de Poisson, insignificante na distribuição transversal de tensões verticais no topo da estrutura, não tendo sido avaliada a influência de tal parâmetro na distribuição longitudinal de tensões normais à estrutura.

A deformabilidade da estrutura foi fator preponderante na distribuição longitudinal de tensões normais à galeria, sendo a influência da geometria do terreno natural, nos casos estudados, pouco significativa.

### IX.3 SUGESTÕES PARA ESTUDOS POSTERIORES

=====

São relacionadas sucintamente, a seguir, sugestões para estudos posteriores, as quais devido às limitações de prazo, equipamento e recursos computacionais não foram desenvolvidos no presente trabalho.

1. Verificação do método de cálculo proposto utilizando programa de elementos finitos que permita simular adequadamente o comportamento do concreto.
2. Complementação do procedimento de análise apresentado estendendo-o a todas as seções longitudinais.

3. Análise tridimensional e estudo comparativo com análise pseudo-tridimensional para avaliar a confiabilidade do artifício adotado para considerar o efeito da intrusão rígida.
4. Estudo semelhante abordando as deformações do maciço e fundação e deslocamentos da estrutura enterrada.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

=====

- [001] ABEL, J.F., MARK, R., RICHARDS JR, R.: "Stresses Around Flexibles Elliptical Pipes", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol.99, nº SM7, páginas 509 a 526, 1973.
- [002] ANAND, S.C.: "Stress Distribution Around Shallow Buried Rigid Pipes"; Journal of the Structural Division, vol.100, nº ST1, páginas 161 a 174, 1974.
- [003] BEIER, H., SCHADE, D., LORENZ, W., "Penetration of Impervious Earth Cores by Structures", XIII International Congress on Large Dams, páginas 221 a 232, 1979.
- [004] BROWN, C.B.: "Forces on Rigid Culverts Under High Fills", Journal of the Structural Division, vol.93, nº ST5, páginas 195 a 215, 1967.
- [005] BROWN, C.B., GREEN, D.R., PAWSEY, S.: "Flexible Culverts Under High Fills", Journal of the Structural Division, vol.94, nº ST4, páginas 905 a 917, 1968.

- [006] BROWN, G.B., PAWSEY, S.: "The Modification of the Premises on Rigid Culverts With Fill Procedures"; Highway Research Record, n<sup>o</sup> 249, páginas 37 a 43, 1968.
- [007] CAPPLEMAN JR, H.L.: "Movements in Pipe Conduits Under Earth Dams"; Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol.93, n<sup>o</sup> SM6, páginas 1 a 15, 1967.
- [008] CHANG, S.G., ESPINOSA, J.M., SELIG, E.T.: "Computer Analysis of Newton Creek Culvert"; Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.106, n<sup>o</sup> GT5, páginas 531 a 556, 1980.
- [009] CLARKE, N.W.B.: Buried Pipelines - A Manual of Structural Design and Instalation, MacLaren and Sons - London, 1968.
- [010] DAVIS, R.E., BACHER, A.E., OBERMULLER, J.C.: "Concrete Pipe Culvert Behavior - Part 1", Journal of the Structural Division, vol.100, n<sup>o</sup>ST3, páginas 599 a 614, 1974.
- [011] DAVIS, R.E., BACHER, A.E., OBERMULLER, J.C.: "Concrete Pipe Culvert Behavior - Part 2", Journal of the Structural Division, vol.100, n<sup>o</sup> ST3, páginas 615 a 630, 1974.



- [012] DAVIS, R.E., BACHER, A.E.: "California's Culvert Research Program - Description, Current Status, and Observed Peripheral Pressures"; Highway Research Record, no 249, páginas 14 a 23 , 1968.
- [013] DIB, P.S., MARTINS, M.G.R., "Pressões de Terra em Caixas de Concreto", Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, vol. 2, páginas 108 a 116, 1974.
- [014] DUNCAN, J.M.; WONG, K.S.; and OSAWA, Y.: "FEADAM : A computer program for finite element analysis of dams" , Geotechnical Engineering Research Report No UCB/GT/80-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1980.
- [015] DUNCAN, J.M.; BYRNE, P.; WONG, K.S.; and MABRY, P.: "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stress and Moviments in Soil Masses", Geotechnical Engineering Research Report No UCB/GT/80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1980.

- [016] GALOTO, N., PINÇA, R.L., MARTINS, A., PACHECO, J.G., CIPPARRONE, M., "Galeria de Desvio da Barragem do Jacaré: Um Projeto Concebido para Admitir Grandes Deformações"; XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, páginas 129 a 145, 1981.
- [017] HANNA, T.H., Foundation Instrumentation, Trans Tech Publications, 1973.
- [018] HOEG, K.; "Stresses Against Underground Structural Cylinders", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol.94, no SM4, páginas 833 a 858, 1968.
- [019] LUN, P.T.W., ENEVER, J.R., CAMPBELL, J.M., CLAMP; "Stress State and Pore Pressure Distribution in the Clay Core at Hinze Dam", ANGOLD Bulletin, no 77, páginas 47 a 75, 1977.
- [020] LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V.; Soil Mechanics - SI Version, John Willey and Sons, 1978.
- [021] MASSAD, E., YASSUDA, A.J., XAVIER Filho, M.S., NIYAMA, S.; "Desempenho de Piezômetros e Células de Pressão Total Pneumáticos Desenvolvidos pelo IPT"; VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, páginas 66 a 81, 1982.

- [022] MASSAD, E., YASSUDA, A.J., AZEVEDO Jr, N.;  
 "Observação do Comportamento das Galerias de  
 Desvio das Barragens de Jacaré e de Jaguari  
 Durante os Períodos Construtivo e de  
 Enchimento Parcial do Reservatório"; VII  
 Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e  
 Engenharia de Fundações, páginas 82 a 100,  
 1982.
- [023] MELVILL, A.L.; "Monitoring the performance of  
 Elandsjagt Dam During Construction and First  
 Filling", XV International Congress on Large  
 Dams, Questão 56, páginas 1021 A 1038, 1985.
- [024] O'ROURKE, J.E.; "Soil Stress Measurements  
 Experiences"; Journal of Geotechnical  
 Engineering Division, vol.104, no GT12,  
 páginas 1501 a 1514, 1978.
- [025] PENMAN, A.D.M., CHARLES, J.A., NASH, J.K.T.L.,  
 HUMPHREYS, J.D.; "Performance of Culvert  
 Under Winscar Dam"; Geotechnique, vol. 25, no  
 4, páginas 713 a 730, 1975.
- [026] PEREIRA J.H.F.; "Simulação da Construção e do  
 Primeiro Enchimento do Reservatório de  
 Barragens Zonadas de Terra e Enrocamento pelo  
 Método dos Elementos Finitos", Tese de  
 Mestrado - COPPE-UFRJ, 1986.

- [027] QUIGLEY, D. W. : "Earth Pressures on Conduits and Retaining Walls", Ph.D. Thesis, Departament of Civil Engineering, University of California, 1978
- [028] ROWE, R.R.: "Rigid Culverts Under High Overfills"; Transactions of the American Society of Civil Engineers, páginas 410 a 420, 1957.
- [029] RUDE, L.C.: "Load Reductions on Buried Rigid Pipe", Journal of Transportation Engineering, vol.109, no 1, páginas 107 a 123, 1983.
- [030] SELLIG, E.T., LOCKHART, C.W., LAUTENSLEGER, R.W.: "Measured Performance of Newton Creek Culvert", Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 105, no GT9, páginas 1067 a 1087, 1979.
- [031] SELLIG, E.T., ABEL, J.F., KULHARY, F.H., FALBY, W.E.: "Long Span Buried Structures Design and Construction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.104, no GT7, páginas 953 a 966, 1978.

- [032] SILVEIRA, J.F.A., MARTINS, C.R., PINÇA, R.L., MARTINS, A., CIPARRONE, M.: "Galerias de desvio das Barragens do Jacaré e Jaguarí : Análise de Tensões na Interface Solo-Concreto", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, páginas 133 a 153, 1982.
- [033] SILVEIRA, J.A.: "Comportamento de Barragens de Terra e suas Fundações - Tentativa de Síntese da Experiência Brasileira do Alto Paraná"; Simpósio sobre a Geotecnia do Alto Paraná, páginas 335 a 378, 1983.
- [034] SILVEIRA, E.B.S., LIMA, V.M.S., GAIOTO, N., PINÇA, R.L.: "Discontinuity in Dam Foundation Systems : Where, How, and Wich detrimental Consequences Have Been Avoided"; XIII International Congress on Large Dams, páginas 1023 a 1045, 1979.
- [035] SOUZA, O.S.N. : "Estudo do Comportamento de Estruturas Enterradas pelo Método dos Elementos Finitos", Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ, 1986
- [036] SPANGLER, M.G., "Underground Conduits - An Appraisal of Modern Research"; Transactions of the American Society of Civil Engineers; páginas 316 a 374.

- [037] SPANGLER, M.G.; "Underground Conduits", Soil Engineering, International Textbook Company, páginas 409 a 449, 1951.
- [038] TROLLOPE, D.H., Speedie, M.G., Lee, I.K.; "Pressure Measurements on Tullaroop Dam Culvert", Proceedings of the Fourth Australian New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, páginas 81 a 92, 1963.
- [039] TEIXEIRA, H.R., PAIVA, P.R., CAMACHO, A.E.P., DUARTE, L.A.; "Aspectos do Controle e da Construção dos Maciços de Terra das Barragens de Jaguari e Jacaref", II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, páginas 154 a 173, 1982.
- [040] YASSUDA, A.J., ROCHA, R.; "Análise do Comportamento das Galerias de Desvio das Barragens do Jacaref e Jaguari nas Fases de Construção e Operação"; VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, páginas 173 a 186, 1986.
- [041] TIMOSHENKO, S.P., GOODIER, J.N., Theory of Elasticity, terceira edição, McGraw Hill International Book Company, 1970.

- [042] TIMOSHENKO, S.P.: Resistência dos Materiais,  
vol.1, terceira edição, Livros Técnicos e  
Científicos Editora.

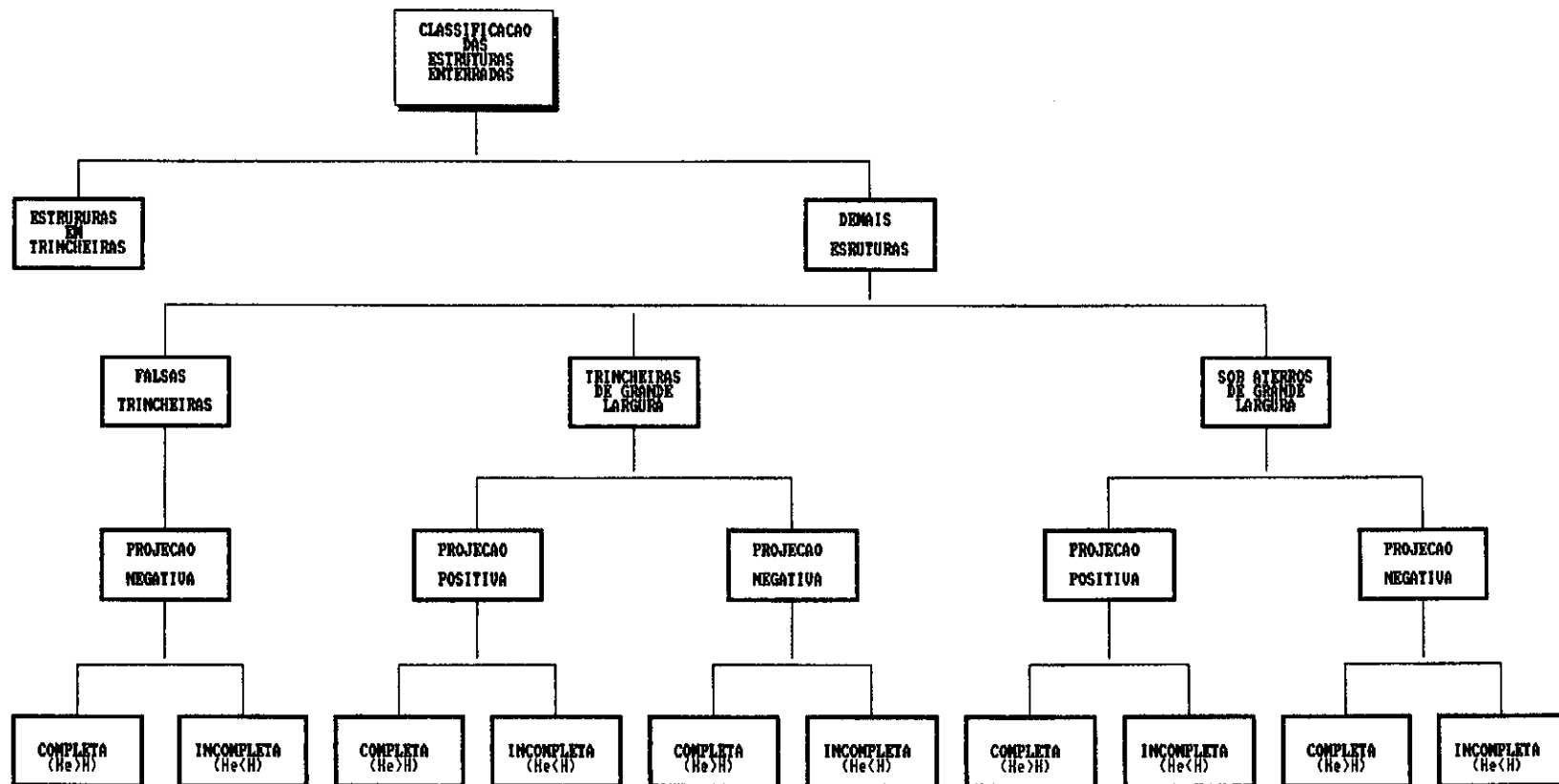
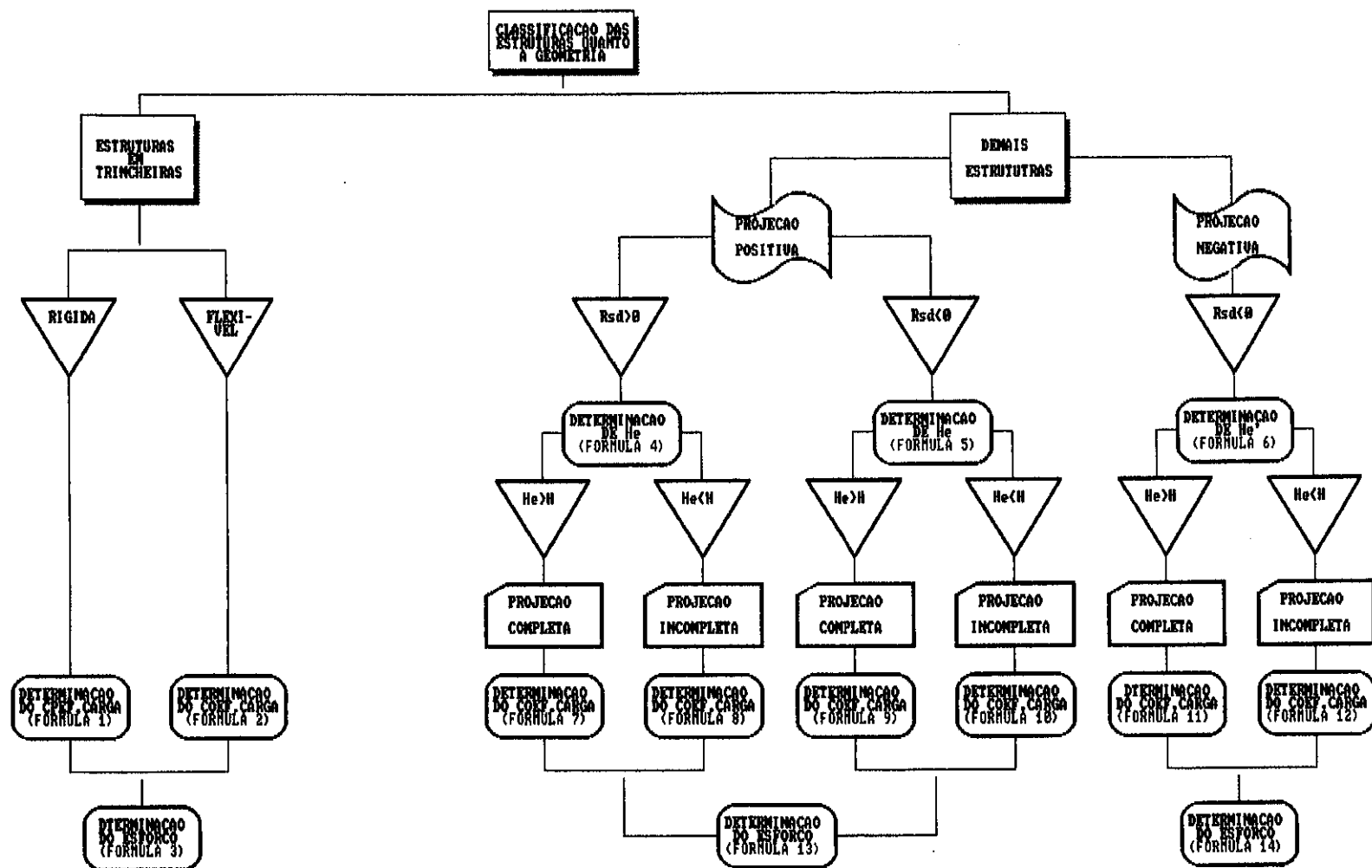


FIGURA 6 : CLASSIFICACAO DAS ESTRUTURAS ENTERRADAS





**FIGURA 7 : FLUXOGRAMA DE CALCULO**

TABELA 3 : ESTRUTURAS INSTRUMENTADAS SOB ATERROS

ESTRUTURA	CARACTERÍSTICAS							SIGV(topo)	PUBLICAÇÃO		OBSERVAÇÕES
	FUNDAÇÃO	BARRAGEM	ESTRUTURA	DIM. MÁXIMAS			GAMA x H		AUTOR(ES)	ANO	
				ALTURA	LARGURA	ALTURA					
BUEIRO EM "LOS BANOS" (CALIFORNIA - USA)	ROCHA (INDEFORMÁVEL)	Aterro compactado, com presença de camada de material orgânico (feno) 1,2 metros acima da estrutura com espessura de 3,35 metros e compressibilidade equivalente a um décimo da do restante do aterro.	61,0 m	semi-elíptica	concreto	3,0 m	3,6 m	0,50	C.B.Brown	1967	Instrumentação : Duas seções instrumentadas totalizando 14 células de pressão total tipo Carlson instaladas na interface solo/estrutura .
BUEIRO EM NEWTON CREEK (CALIFORNIA - USA)	ARENITO (INDEFORMÁVEL)	Aterro compactado em areia siltosa ou argilosa , tendo sido a estrutura envolvida por aterro em material granular de maior rigidez com 1,0 metros de nas laterais e 0,90 metros de espessura acima da estrutura.	7,0 m	forma de omega	aco	4,6 m	7,9 m	0,30	E.T.Selig C.W.Lockhart R.W.Lautenslager C.S.Chang J.H.Espinoza E.T.Selig	1979 1980	Instrumentação : Células de pressão total instaladas no aterro próximas a estrutura .
ESTRUTURA ENTERRADA EM APPLE CANYON (USA)	ROCHA (INDEFORMÁVEL)	Aterro compactado , sendo a estrutura envolvida por aterro estrutural de maior rigidez.	49,0 m 21,0 m	circular	aco	2,75 m	2,75 m	0,06 0,02	R.E.Davis A.E.Bacher	1968	Duas seções instrumentadas com alturas de aterro diferentes
ESTRUTURA ENTERRADA EM CHAD CREEK (USA)	ROCHA (INDEFORMÁVEL)	Aterro compactado , com presença de camada de material orgânico (feno) , de 1,5 metros de espessura acima do aterro estrutural de maior rigidez que envolve a estrutura.	27,0 m 24,7 m 23,3 m	circular	aco	2,9 m	2,9 m	0 0,44 0,45	R.E.Davis A.E.Bacher C.B.Brown D.R.Green S.Pawsey	1968 1968	Instrumentação : Células de pressão total tipo Carlson , instaladas no aterro a 15 cm da estrutura em tres seções .
ARCO NO RESERVATÓRIO DE SAN LUIS	ATERRO COMPACTADO (grau de compactação = 95%)	Estrutura envolvida por aterro estrutural de maior rigidez, acima do qual foi executada uma camada , mista de material orgânico e aterro não compactado de menor compressibilidade, com 3,0 m de espessura.	61,0 m	ferradura	concreto	2,4 m	3,0 m	0,44	R.E.Davis A.E.Bacher	1968	Constatou-se uma relação linear entre as tensões e a altura de aterro sobre a estrutura.
BUEIRO EM POSEY CANYON (CALIFORNIA - USA)	ROCHA (INDEFORMÁVEL)	Aterro executado com diferentes técnicas construtivas, para avaliar a influência do procedimento executivo nas tensões atuantes na estrutura enterrada. SECOES 1,2,3 e 7 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura. SECAO 4 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material não compactado com 90 cm de espessura acima de tal aterro. SECAO 5 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material orgânico com 50 cm de espessura acima de tal aterro. SECAO 6 : Aterro de maior rigidez envolvendo a estrutura e camada de material orgânico com 120 cm de espessura acima de tal aterro.	(1) 16 m (2) 20,5 m (3) 23 m (7) 73 m (4) 45 m (5) 73 m (6) 73 m	semi-elíptica	concreto	2,45 m	2,9 m	(1) 1,03 (2) 1,13 (3) 1,24 (7) 0,85 (4) 1,05 (5) 0,45 (6) 0,85	R.E.Davis A.E.Bacher	1968	Foram efetuados estudos teóricos ,utilizando o método dos elementos finitos por S.Pawsey e C.B.Brown da Universidade de Berkeley
METRÔ DE SÃO PAULO	SOLO	Aterro de preenchimento compactado.	11,4 m	retangular	concreto	6,1 m	10,0 m	1,3 a 1,6	P.S.Dibb M.C.R.Martins	1974	Instrumentação : Tres seções instrumentadas
BUEIRO EM RODOVIA NO PANAMA	ROCHA POUCO ALTERADA	Aterro em enrocamento (arenito) , tendo sido a estrutura envolvida por aterro argiloso compactado	15,0 m	retangular	concreto	3,3 m	2,7 m	1,8	Binger	1948	Extensão da estrutura de 240,0 metros.

TABELA 2 : GALERIAS INSTRUMENTADAS EM BARRAGENS

ESTRUTURA	CARACTERÍSTICAS							PUBLICAÇÃO	OBSERVAÇÕES		
	FUNDAÇÃO	BARRAGEM	ALTURA ACIMA DA ESTRUTURA	ESTRUTURA		DIM. MÁXIMAS	STGV (topo)				
				FORMA	MATERIAL			ALTURA	LARGURA	GAMA x H	AUTOR (ES)
BARRAGEM DE WINSKAR (INGLATERRA)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com face de concreto asfáltico e altura máxima de 53,0 m.	53 m	ferradura	concreto	3,8 m	3,5 m	2,0	A.D.M.Pennan , J.A.Charles , J.K.T.L.Nash , J.D.Humphreys	1975	Instrumentação : Nove células de pressão total no contato aterro/estrutura, em seção próxima ao eixo da barragem.
BARRAGEM DE FRENCHMAN (Vertedor Tulipa)	ROCHA VULCANICA IMPERIZADA (indeformável)	Barragem com altura máxima de 40 metros ,em aterro homogêneo de argila arenosa , com dreno chaminé e tapete drenante. Aterro junto as células de pressão total executado com compactação manual.	30,5 m	ferradura	concreto	(*)	(*)	1,40	J.E.O'Rourke	1978	Instrumentação : Nove células de pressão total tipo Carlson, na interface aterro/estrutura.
BARRAGEM DE WINZE (AUSTRALIA) (tomada d'água)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com núcleo argiloso , e altura máxima de 40,0 metros .	36 m	ferradura	concreto	6,0 m	6,0 m	(*)	P.T.W.Lun J.R.Enever J.M.Campbell S.O.Clamp	1987	Medições das tensões atuantes nas laterais da estrutura , efetuadas utilizando o método de fraturamento hidráulico.
BARRAGEM DE ELANDSJAGT (AFRICA DO SUL)		Barragem em enrocamento com núcleo argiloso , e altura máxima de 75,0 metros .	70 m	ferradura	concreto	8,5 m	7,2 m	0,80	A.L.Melville	1985	Instrumentação : Sete células de pressão total tipo Giotzel , na face externa da estrutura
BARRAGEM DE TULLAROOP (AUSTRALIA)	ARENITO (indeformável)	Barragem em enrocamento com núcleo argiloso espesso , com altura máxima de aproximadamente 40,0 metros	21,3 m	ferradura	concreto	6,0 m	6,3 m	1,74	D.H.Trollope M.G.Speedie I.K.Lee	1963	Instrumentação : Oito seções instrumentadas ao longo de toda a galeria, totalizando 20 células de pressão total .
BARRAGEM DE JACAREI (BRASIL-SP)	SOLO (deformável)	Barragem homogênea com dreno chaminé e tapete drenante horizontal , com altura máxima de 53,0 metros , assente sobre aterro compactado sobrejacente a solo residual e rocha muito decomposta .	44,0 m	trapézio	concreto	11,7 m	7,6 m	0,5 a 0,7	J.F.A.Silveira C.R.S.Martins R.L.Pinca A.Martins M.Ciparrone	1982	Instrumentação : 14 células de pressão total pneumáticas , 4 células de pressão total de corda vibrante tipo Mahak , em duas seções instrumentadas.
BARRAGEM DE JAGUARI (BRASIL-SP)	ROCHA/ATERRO	Barragem homogênea com dreno chaminé e tapete drenante horizontal , com altura máxima de 56,0 metros , assente sobre aterro compactado em alguns trechos e sobre rocha em outros .	46 m	trapézio	concreto	9,0 m	10,9 m	0,9 a 1,2	J.F.A.Silveira C.R.S.Martins R.L.Pinca A.Martins M.Ciparrone	1982	Instrumentação : 16 células de pressão total pneumáticas , 4 células de pressão total de corda vibrante tipo Mahak , em duas seções instrumentadas.
BARRAGEM DE WAHNBACH (R.F.DA ALEMANHA)	ROCHA (indeformável)	Barragem em enrocamento com revestimento betuminoso a montante , com 40 metros de altura máxima e taludes de montante e jusante de 1V : 1,6H.	49,0 m	semi - elíptica	concreto	9,0 m	6,2 m	1,40	H.Bier D.Shade W.Lorenz	1979	Instrumentação : Duas seções instrumentadas
BARRAGEM DE REJEITO NA ALEMANHA OCIDENTAL	ROCHA (indeformável)	Barragem para acumulação de rejeitos de mineração com vertedor tipo tulipa.		retangular	concreto	3,5 m	3,0 m	1,4 a 1,7	A.Blinde J.Brauns L.W.Zangl	1971	